

Title	都市における氾濫解析法とその耐水性評価への応用に関する研究(Dissertation_全文)
Author(s)	川池, 健司
Citation	Kyoto University (京都大学)
Issue Date	2002-03-25
URL	http://dx.doi.org/10.14989/doctor.k9520
Right	
Type	Thesis or Dissertation
Textversion	author

都市における氾濫解析法と その耐水性評価への応用に関する研究

2001年 11月

川池 健司

都市における氾濫解析法と
その耐水性評価への応用に関する研究

2001年11月

川池 健司

目 次

第 1 章	序論	1
第 2 章	都市域の氾濫解析法	7
2.1	概説	7
2.2	氾濫解析手法	9
2.2.1	デカルト座標系モデル	9
2.2.2	一般曲線座標系モデル	12
2.2.3	非構造格子モデル	19
2.2.4	街路ネットワークモデル	23
2.3	道路・建造物の影響	26
2.4	解析手法の比較	28
2.5	大阪市港区における高潮氾濫解析	30
2.5.1	計算条件	30
2.5.2	市街化していない場合	31
2.5.3	市街化が進んだ場合	32
2.6	結語	35
第 3 章	外水氾濫災害	39
3.1	概説	39
3.2	利根川破堤による外水氾濫解析	40
3.2.1	対象領域	40
3.2.2	デカルト座標系モデルの適用	41
3.3	中小河川・連続盛土を考慮した氾濫解析	42
3.3.1	従来の研究	42
3.3.2	非構造格子モデルの適用	43
3.3.3	中小河川の影響	44
3.3.4	中小河川・連続盛土の影響	47

3.4	結語	48
第4章	内水氾濫災害	51
4.1	概説	51
4.2	統合型氾濫解析モデル	52
4.2.1	山地部からの雨水流出	53
4.2.2	河川網における洪水追跡	54
4.2.3	下水道網による排水過程	55
4.2.4	堤内地の内水氾濫	60
4.3	寝屋川流域への適用	62
4.3.1	対象領域	62
4.3.2	解析モデルの適用	63
4.4	解析結果と考察	65
4.4.1	下水道モデルの検証	65
4.4.2	既往の内水氾濫の解析	66
4.4.3	計画対象降雨を超過する内水氾濫の解析	69
4.5	結語	72
第5章	土砂・氾濫災害	75
5.1	概説	75
5.2	土砂・氾濫解析モデル	76
5.2.1	山地部からの土砂流出	77
5.2.2	都市部における挙動	80
5.3	神戸市生田川流域への適用	84
5.3.1	対象領域	84
5.3.2	山地部	85
5.3.3	都市部	86
5.4	結語	90
第6章	水害時の避難行動解析	93
6.1	概説	93
6.2	避難行動の解析モデル	94
6.2.1	水害時の避難行動および避難行動解析に関する従来の研究	94
6.2.2	浸水時避難行動モデル	96

6.3	モデルの比較	100
6.3.1	大阪市港区への適用条件	100
6.3.2	デカルト座標系モデルを用いた浸水時避難行動モデルとの比較	102
6.3.3	道路・建造物の影響を考慮した解析	105
6.4	避難対策・避難行動に関する考察	107
6.4.1	避難情報の伝達速度	107
6.4.2	住民の移動速度	108
6.4.3	一次避難所としての高層住宅	113
6.5	結語	115
第 7 章 結論		119

第1章

序論

とよあしはらのちあきながいほあきのみづほのくに
—— 豊葦原之千秋長五百秋之水穂国

古事記¹⁾に登場するわが国の美称は、葦の生茂る広大な湿地帯と、河川のもたらす沃野の上に一面の稲穂をたたえた神代の日本の姿を想像させる。その一方で、豊かな水に恵まれたわが国が神代から「水害の国」であり、人々が水害と闘い続けてきたことも想像に難くない。その原因は、わが国のもつ自然的条件による。南北に細長い国土のおよそ7割を山地が占めるため急峻な勾配をもつわが国の河川は、降雨のたびにおびただしい量の土砂とともに下流で氾濫をくり返し、沖積平野を形成した。これらの、いわば水害常習地ともいえる土地に人々はわずかな低平地を求めて住居を構え、「むら」をつくり、「まち」をつくり、やがてそれらは都市へと発達し拡大していった。今日、わが国の大都市の多くは河川河口部の沖積平野上、すなわち自然条件的に非常に水害の発生しやすい場所に立地しており、しかも時代が進むにつれて国民生活の都市への依存度は高まるばかりである。このように自然的にも社会的にも水害を受けやすい宿命をもっているわが国では、とりわけ、いかにして都市水害による被害を軽減させるかが重要な課題といえる。

実際、これまでも多くの都市水害が全国各地で発生してきた。表 1.1^{2),3)} は、戦後の主要な水害を列挙したものである。1940 年代、50 年代は、大型台風による高潮や大河川の破堤による外水氾濫によって、死者・行方不明者が 1,000 人以上、被災家屋が数万戸にのぼる水害が相次いで発生していた。ただし、高橋⁴⁾によると、都市化の影響による水害としての「都市水害」は、1958 年(昭和 33 年)の狩野川台風による水害に始まったと考えられている。それまで東京の水害といえば被災地がほぼ下町に限定されていたのが、この水害を契機に被害が山の手にも広がり始めた。その原因としては、山の手都市化が進行し降雨の出水形態が変化したこと、すなわち、土地利用の変化(水田の減少など)により土地の遊水機能が失われ流出流量のピークが増大するとともにその出現が早まったために、神田川等の都市河川が洪水を許容しきれなくなったこととみられている。その後も東京の水害は、新たな宅地開発による新興住宅地を追いかけるようにして郊外へと拡大していった。

表 1.1 わが国での戦後の主要な水害 ^{2),3)}

年 月	災害名	主な被災地	死者・行方 不明者数
1945. 9	枕崎台風	西日本 (とくに広島)	3,756 人
1947. 9	カスリーン台風	東海以北	1,930 人
1948. 9	アイオン台風	四国 ~ 東北 (とくに岩手)	838 人
1949. 8	キティ台風	中部 ~ 北海道	160 人
1950. 9	ジェーン台風	四国以北 (とくに大阪)	539 人
1951. 7	大雨 (前線)	中部以西 (とくに京都)	306 人
1951.10	ルース台風	全国 (とくに山口)	943 人
1953. 6	大雨 (前線)	九州, 四国, 中国 (とくに北九州)	1,013 人
1953. 7	南紀豪雨	東北以西 (とくに和歌山)	1,124 人
1953. 9	台風 13 号	全国 (とくに近畿)	478 人
1954. 9	洞爺丸台風	全国 (とくに北海道, 四国)	1,761 人
1957. 7	諫早豪雨	九州 (とくに諫早周辺)	722 人
1958. 9	狩野川台風	近畿以東 (とくに静岡)	1,296 人
1959. 9	伊勢湾台風	全国 (九州を除く, とくに愛知)	5,098 人
1961. 6	昭和 36 年梅雨前線	全国 (北海道を除く)	357 人
1961. 9	第二室戸台風	全国 (とくに近畿)	202 人
1965. 9	台風 23,24,25 号	全国 (とくに徳島, 兵庫, 福井)	181 人
1966. 9	台風 24,26 号	中部, 関東, 東北, とくに静岡, 山梨	317 人
1967. 7 ~ 8	7,8 月豪雨	中部以西, 東北南部	256 人
1967. 8	羽越豪雨	羽越	146 人
1972. 7	台風 6,7,9 号及び 7 月豪雨	全国 (とくに北九州, 島根, 広島)	447 人
1974. 7	台風 8 号及び前線	沖縄 ~ 中部	111 人
1976. 9	台風 17 号及び 9 月豪雨	全国 (とくに香川, 岡山)	171 人
1979.10	台風 20 号	全国 (とくに東海, 関東, 東北)	115 人
1982. 7	昭和 57 年 7 月豪雨	全国 (とくに長崎, 熊本)	345 人
1982. 8	台風 10 号及び前線	中国 ~ 東北	95 人
1983. 7	梅雨前線豪雨	山陰以東 (とくに島根)	117 人
1986. 8	台風 10 号	東海 ~ 東北	21 人
1987.10	台風 19 号	中国 ~ 近畿	9 人
1990. 9	台風 19 号	沖縄 ~ 東北	40 人
1991. 9	台風 19 号	全国	62 人
1993. 7 ~ 8	平成 5 年 8 月豪雨	全国	79 人
1997. 7	梅雨前線豪雨	鹿児島	21 人
1998. 8	平成 10 年 8 月末豪雨	福島県, 栃木県, 茨城県	22 人
1999. 6	梅雨前線豪雨	全国 (とくに西日本)	39 人
1999. 9	台風 18 号	全国 (とくに九州)	31 人
2000. 9	台風 14 号及び前線	全国 (とくに東海)	10 人

狩野川台風の翌年の1959年(昭和34年)には、戦後最大級の水害をもたらした伊勢湾台風が東海地方を襲い、高潮による死者・行方不明者は5,098人にものぼった。この水害は、海面の干拓によって広げていった低湿な土地に十分な水害対策を施すことなく、むしろそれを後回しにして工場や住宅をつぎつぎに進出させていった結果生じた惨事でもあり、経済活動に伴う都市化によって被害が拡大した一例といえる。後にこの水害は、災害対策基本法成立の直接の要因となった。

1960年代に入って、わが国の水害の様相は一変した。外水氾濫による死者・行方不明者数は激減し、代わって小規模河川の溢水や堤内地の排水不良によるいわゆる内水氾濫が都市水害の主役となった。1972年の大東水害(大阪府)、1974年の七夕水害(伊勢市)、1981年の真間川水害(千葉県)や東京の神田川、石神井川、目黒川などの周辺で頻発する水害がその例である。なかでも大東水害は都市型水害訴訟の先駆けとなった水害で、それ以後、国や自治体の治水に対する責任が大きく問われることになった。

1982年(昭和57年)7月、時間雨量187mmという、観測史上現在の日本最高記録となる豪雨が長崎地方を襲った。この豪雨によって、傾斜都市長崎はいたるところで河川の氾濫および土砂災害を発生させ、近年わが国の都市水害ではまれにみる299人もの死者・行方不明者を出す惨事となった。とりわけ土砂災害のもつ破壊力はすさまじく、人的被害のうちの約75%は土砂によるものであった⁵⁾。また、この水害では都市域特有の被害として、ライフラインの途絶や車の流出なども問題視された。

1999年(平成11年)6月、福岡市では時間雨量77mmという猛烈な降雨を観測し、市内を流れる御笠川の溢水氾濫によって、地形的に凹地状になっていた博多駅を中心とする地域が浸水した。このとき、ビルの地下飲食店で開店準備をしていた女性従業員が逃げ場を失い溺死するという事故が発生したことから、浸水時の地下空間の危険性がにわかに注目を集めるようになった。

2000年(平成12年)9月、全国的な渇水が懸念されるなか降り始めた降雨は、愛知県を中心とする東海地方の各地で時間雨量100mm前後、総雨量は軒並み500mmに達し、2日間の降水量が年間降水量の約3分の1にも相当する豪雨となった。このため、名古屋市内のいたるところで内水氾濫が発生し、新川堤防の決壊による外水氾濫も加わって、都市機能は大いに麻痺した。またこのとき、地下鉄の浸水、ポンプ場の浸水による機能停止、通信・交通手段の途絶、役所の浸水など、都市水害のさまざまな側面が露呈した。この東海豪雨災害によって、わが国の大都市の水害対策の遅れが改めて指摘され、この種の水害がいつこの都市で発生してもおかしくはないという現実を国民は知られることとなった。

以上のように、都市水害は現在に至ってもなお多くの被害をもたらしている。また、上記の事例でみてきたように、「都市水害」という現象には単に都市域で発生した氾濫災害という意味だけにはとどまらない、別のニュアンスを含んでいるように思われる。都市水害とは——、それを正確に定義するには現象や因果関係があまりにも複雑であるが、一面として、都市化の進展による被災地域

の拡大や雨水の出水形態の変化、地下空間の開発による新たな危険性の出現、被害の連鎖的な発生および長期化など、その原因・事象が人類の社会・経済活動と深く結びついて被害が発生、拡大化される水害という言い方ができるだろう。それだけに、都市水害は全国の都市住民にとって他人事でないばかりでなく、大都市が被災すれば経済活動が打撃を受けて産業構造が変化することもあり、さらにその影響は思わぬところにまで波及するおそれがある。21世紀を迎えた今日のわが国は、1億2500万人にもものぼる人口を抱え、国土の10%に満たない氾濫危険区域に人口の約50%、資産の約75%がひしめき合っているといわれ⁶⁾、都市への集中が進むほどに災害発生時の損害は深刻度を増すばかりである。したがって、いつ発生するかわからない都市水害に対して、一刻も早く対策を強化しておく必要がある。

では、都市水害に対して有効な対策とはどのようなものであろうか。たとえば構造物による対策(ハード的対策)は、第二次大戦後一定の成果をあげ、人的被害の大幅な軽減に貢献した。しかし今日の都市域では、新たな治水施設を建設するにも用地の取得、住民の利害の調整、財政面の問題等、複雑な事情が絡み合い、とくに大規模な構造物による治水対策を進めることはますます困難になりつつある。一方、計画を超過する災害への対策としては、ハード的対策を可能な限り進めつつ、構造物によらない対策(ソフト的対策)をも同時に充実させることによって、被害を最小限にくい止める取り組みがなされている。水害時の避難や水害予警報システムの整備、土地利用規制、水害保険などがこれに含まれる。ただし、これらの対策を進めるには、行政機関はいうまでもなく、とくに地域住民の側が防災意識を高めておくことが肝要であると著者は考える。なぜなら、都市水害による被害が多様化する一方で行政の対応にも限界があり、住民自身が自らの身は自らでまもるという覚悟で水害に向き合わなければならなくなっているからである。また、都市部には居住年数が比較的短い住民が多く地域の連帯感が希薄になりがちであるが、住民の防災意識が高まっていれば、いざ水害が発生したときの避難行動が早期に円滑に進むことが期待される。そのためには、その土地の水害に対する「現状=危険性」が住民の間で共有されていることが重要であり、各都市域の水害危険度に関する情報を提供できるだけの、信頼性の高い氾濫予測手法の開発が不可欠である。

本論文では、上記のような各都市域の耐水性という水害対策の基礎情報を提供するべく、数値解析による氾濫予測手法を高度化させることを目的とし、都市域の氾濫現象を水理学的に解析する手法を提示するとともにそれをわが国の都市域に適用している。適用にあたっては、各都市域のかかえるさまざまな水害特性を適切に表現するための境界条件設定法を含めたモデル全体の枠組みについて論じている。また、提示した氾濫解析法を用いて浸水時の避難行動モデルを高度化し、避難行動・避難対策について若干の考察を行う。本論文の構成は以下のとおりである。

第1章では、わが国の都市水害の歴史と特性、および本論文の目的と構成について簡略に記す。

第2章では、まず、従来の研究で用いられてきた氾濫解析法と都市に存在する諸要素(とくに建

造物)を考慮するために用いられてきた手法を列挙することで、本研究で展開する解析法の位置付けを明らかにする。そして、本論文で用いる有限差分法に基づいた氾濫解析法を展開する。ここでは、格子形状の異なる4つの氾濫解析法(デカルト座標系モデル、一般曲線座標系モデル、非構造格子モデル、街路ネットワークモデル)とともに道路、建造物の影響を取り入れる手法についても記す。さらに、これらを大阪市港区の高潮氾濫解析に適用し、各手法の特性について論じる。

第3章以降では、第2章で構築した氾濫解析法を、外水氾濫災害、内水氾濫災害、土砂・氾濫災害の3つのタイプの都市水害の解析および浸水時の避難行動解析に適用する。

第3章では、外水氾濫災害について、1947年(昭和22年)カスリーン台風来襲時に利根川破堤による大規模な洪水氾濫を経験している、埼玉県東部および東京東部に非構造格子モデルを適用した氾濫解析を行う。従来の手法であるデカルト座標系モデルによる解析結果と比較することで非構造格子モデルの適用性を確認し、さらに排水路としての河川および連続盛土などの線状構造物の影響を解析に取り入れる手法について考察する。

第4章では、内水氾濫災害について、低平地河川である大阪府の寝屋川流域を対象として、非構造格子モデルによる市街地の二次元氾濫解析に加え、山地部からの流出解析、河川網の洪水解析、下水道網による雨水排水過程の解析を考慮した氾濫解析における流域モデルを提示する。適用に際しては、排水機場、治水緑地、流域調節池といった治水対策施設を解析に取り入れ、その治水効果についても考察する。

第5章では、急傾斜都市の土砂・氾濫災害について、神戸市生田川流域を対象とした解析を行う。非構造格子モデルに基づく市街地の土砂・氾濫解析を行うモデルに、上流端境界条件として背後山地からの流出流量と流出土砂量を求めるモデルを結合した解析法を展開する。このモデルを用いて、雨水の氾濫のみを考慮した解析と、土砂と雨水の氾濫を考慮した解析結果を比較し、土砂の影響を考慮することの重要性について明らかにする。

第6章では、水害時のソフト的対策例として避難行動解析を行い、避難行動・避難対策について若干の考察を加える。街路ネットワークモデルによる氾濫解析と、そこで用いた道路網を避難経路とした避難行動モデルを結合することによって、浸水時避難行動モデルの高度化を試みる。さらにこのモデルを用いて、避難情報の伝達速度、避難時の住民の移動速度、一次避難所としての高層住宅の影響について検討を加える。

第7章では、以上の議論をふまえて結論とする。

参考文献

- 1) 山口佳紀・神野志隆光：古事記，日本古典文学全集，小学館，pp.98-99，1997。

- 2) 内閣府編：平成13年度版 防災白書，pp.5-6，2001.
- 3) 建設省編：平成7年版 建設白書，p.358，1995.
- 4) 高橋 裕：河川工学，東京大学出版会，p.125，1990.
- 5) 中川 一：土砂災害，地域防災計画の実務，京都大学防災研究所編，鹿島出版会，p.95，1997.
- 6) 建設省：今後の河川計画はいかにあるべきか，日本河川協会，p.33，1992.

第2章

都市域の氾濫解析法

2.1 概説

氾濫解析によって得られる水深や流速の予測値は、水害時の避難行動やハザードマップ作成などの水害対策を講じる上での基礎情報となるため、これまで多くの研究者が氾濫解析を行ってきた。

計算機がまだそれほど発達していなかったころには、対象域が山地や堤防などに囲まれていて閉鎖的な地形になっている場合、水位と湛水量の関係から連続式のみを用いて氾濫域を求める手法が用いられていた¹⁾。また、河川の兩岸（あるいは左・右岸のうちの一方）の比較的狭小で河川の縦断方向に細長い領域を対象とする場合、氾濫域を河川敷の一部とみなして一次元の連続式と運動方程式を用いた解析法が適用されていた²⁾。しかし、これらの手法は適用可能な領域が著しく限定されるうえ、得られる情報が乏しい。氾濫解析を適用する場の多くは氾濫域が平面二次元的に広がっているため二次元氾濫解析モデルを適用することが望ましく、また計算機の発達とともにそれが可能になってきた。

二次元氾濫解析モデルは、計算法（差分法、有限要素法など）、運動方程式における項の省略の仕方（kinematic wave モデル、diffusion wave モデル、dynamic wave モデル）、解析格子の形状・配置（規則格子、不規則格子）などによってさらに細かく分類することができる。そのうちの一つにポンドモデル³⁾がある。このモデルは、氾濫域を多数のポンド（水槽）に分割し、それらをつなぐ仮想的な水路で平面二次元的な氾濫水の流れを表しているが、その数多くの仮想的な水路の通水能をパラメータとして定めなければならないというむずかしさを有している。そこで今日では、計算機の発達に伴って、水理学的な連続式と運動方程式に基づく二次元不定流モデルを用いるのが一般的となっている。

二次元不定流モデルを用いて氾濫解析を行ったのは Xanthopoulos ら⁴⁾が最初といわれている。Xanthopoulos らが diffusion wave モデルを用いているのに対して、その後、岩佐ら⁵⁾は dynamic wave モデルに基づく浅水方程式で氾濫水の挙動を表し、差分法による氾濫解析法を確立した。それ以降に提示された氾濫解析法は概ね岩佐らの手法に準じており、都市域に適用するにあたって建

造物の影響を取り込んだモデルが数多く提唱されてきた。例えば中川⁶⁾は、格子面積に対する建造物の敷地面積の割合を占有率というパラメータで表し、それによるコントロールボリュームの減少と、占有率から導かれる通過率による流量フラックスの補正によって、建造物が氾濫水に及ぼす影響を考慮している。末次ら⁷⁾は、道路、農地、その他の土地利用ごとに粗度係数を定め、それらの面積加重平均値と家屋占有率から各解析格子ごとの合成粗度係数を求める式を提案し、氾濫解析モデルの精度向上を試みている。また、抵抗係数を用いて建造物の影響を表現する方法もいくつか提案されており、例えば個々の建造物を正方形と仮定し、その一辺長の平均値、単位面積あたりの建造物数、抵抗係数を用いて建造物による抵抗を考慮している佐藤ら⁸⁾のモデルや、抗力係数または家屋前後の水深を用いて、家屋群に作用する流体力を運動方程式中で考慮し、それを一般曲線座標系を用いて都市域に適用している福岡ら⁹⁾のモデル、さらには、TVD-MacCormack法に基づく平面二次元非定常流モデルに、やはり抵抗係数を用いて流体力項を付加した秋山ら¹⁰⁾のモデルが挙げられる。

上記の手法のうち、とくに福岡ら⁹⁾や秋山ら¹⁰⁾は家屋あるいは家屋群の抵抗が氾濫挙動に与える影響を詳細に考慮することを試みている。それに対して、本研究では、氾濫水が市街地の道路を水路のようにして伝わる特性に着目し、個々の家屋または家屋群を解析格子の単位とするのではなく、道路とそれ以外の部分を別々の格子に分離することを重視する。なぜなら、氾濫解析結果をハザードマップの作成や避難対策などへ応用する際には氾濫水が対象とした都市域のどこを流れているか、あるいは氾濫水が破堤後どのくらいの時間で対象域のどのあたりまで到達するかという情報が重要であり、家屋周辺の詳細な情報までは必ずしも必要とは限らないと本研究では考えているからである。そこで、本研究で用いる氾濫解析手法は、道路だけからなる「道路格子」と、その他の建造物および空き地等からなる「住区格子」によって構成される解析格子に基づくものとする。そのような取り扱いをするには、既往の解析で主に用いられてきた長方形格子では格子の大きさを小さくしないかぎり限界がある。そのため、道路格子と住区格子を分割するためには、対象領域の道路形状に柔軟に対応できる解析格子が必要と考え、本研究では以下のような解析手法を用いることにする。まず、従来の解析手法として、

- デカルト座標系に沿った長方形格子による氾濫解析法 (以下、デカルト座標系モデル)

また、

- 主要な道路に沿って座標軸を設定した一般曲線座標系格子を適用した氾濫解析法 (以下、一般曲線座標系モデル)
- 対象領域を任意形状の格子に分割した非構造格子を適用した氾濫解析法 (以下、非構造格子モデル)

を提示する．以上は氾濫流を平面二次元非定常流として解析する手法であるが、それとは全く異なる、

- 市街地の道路網をネットワーク化 (交差点をノード、交差点間の道路をリンクとする) し、道路網の一次元解析法とその他の部分の二次元解析法を接続した氾濫解析法 (以下、街路ネットワークモデル)

を加えた4つの手法をここでは用いる．

2.2 氾濫解析手法

2.2.1 デカルト座標系モデル

デカルト座標系による氾濫解析法として、岩佐ら⁵⁾と同様、以下の浅水方程式を基礎式とする．
 <連続式>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

<運動量式>

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_w} \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_w} \quad (2.3)$$

ここに、 h は水深、 u, v は x, y 方向の流速、 M, N は x, y 方向の流量フラックス ($M = uh, N = vh$)、 H は水位 ($H = h + z$, z は地盤高)、 τ_{bx}, τ_{by} は水底面でのせん断応力の x, y 方向成分で、それぞれ以下の式を用いる．

$$\tau_{bx} = \frac{\rho_w g n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (2.4)$$

$$\tau_{by} = \frac{\rho_w g n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (2.5)$$

ここに、 ρ_w は水の密度、 g は重力加速度、 n はManningの粗度係数、 t は時間、 x, y は水平方向にとったデカルト座標系の座標値である．これらの離散化については、岩佐ら⁵⁾の方法を発展させた武田¹¹⁾の方法にしたがう．すなわち、時間項には前進差分、移流項にはDoner Cellスキーム、底面摩擦項にはVasilievの不安定を避けるため局所的implicitな形を用いた中央差分、それ以外の項には中央差分をそれぞれ適用する．未知量は図2.1に示すようにstaggeredに配置し、計算にはLeap-Frog法を用いる．

以下、解析に用いた差分式を示す．ただし、下付き添字 i, j は差分格子の番号、上付き添字 n は時間ステップである．

<連続式>

$$\frac{h_{i,j}^{n+3} - h_{i,j}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{i+1/2,j}^{n+2} - M_{i-1/2,j}^{n+2}}{\Delta x} + \frac{N_{i,j+1/2}^{n+2} - N_{i,j-1/2}^{n+2}}{\Delta y} = 0 \quad (2.6)$$

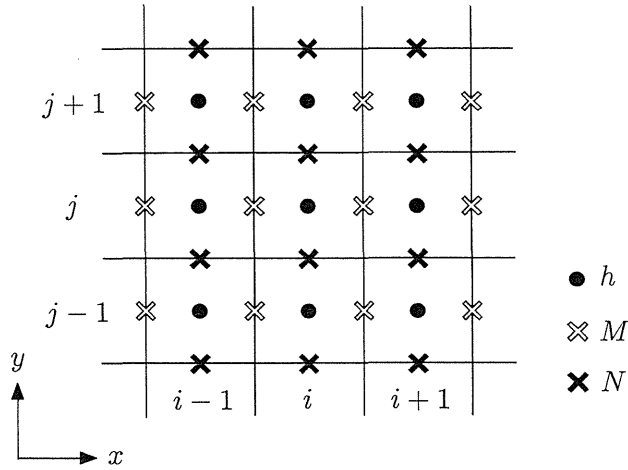


図 2.1 未知量の定義位置 (デカルト座標系モデル)

< x 方向の運動量式 >

$$\begin{aligned}
& \frac{M_{i-1/2,j}^{n+2} - M_{i-1/2,j}^n}{2\Delta t} \\
& + \frac{u_{i,j}^n \frac{M_{i-1/2,j}^n + M_{i+1/2,j}^n}{2} + |u_{i,j}^n| \frac{M_{i-1/2,j}^n - M_{i+1/2,j}^n}{2}}{\Delta x} \\
& - \frac{u_{i-1,j}^n \frac{M_{i-3/2,j}^n + M_{i-1/2,j}^n}{2} + |u_{i-1,j}^n| \frac{M_{i-3/2,j}^n - M_{i-1/2,j}^n}{2}}{\Delta x} \\
& + \frac{v_{i-1/2,j+1/2}^n \frac{M_{i-1/2,j}^n + M_{i-1/2,j+1}^n}{2} + |v_{i-1/2,j+1/2}^n| \frac{M_{i-1/2,j}^n - M_{i-1/2,j+1}^n}{2}}{\Delta y} \\
& - \frac{v_{i-1/2,j-1/2}^n \frac{M_{i-1/2,j-1}^n + M_{i-1/2,j}^n}{2} + |v_{i-1/2,j-1/2}^n| \frac{M_{i-1/2,j-1}^n - M_{i-1/2,j}^n}{2}}{\Delta y} \\
& = -g \frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}{2} \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + z_{i,j}) - (h_{i-1,j}^{n+1} + z_{i-1,j})}{\Delta x} \\
& - \frac{g \left(\frac{n_{i,j} + n_{i-1,j}}{2} \right)^2 \frac{M_{i-1/2,j}^{n+2} + M_{i-1/2,j}^n}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}} \sqrt{(u_{i-1/2,j}^n)^2 + (v_{i-1/2,j}^n)^2}}{\left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}{2} \right)^{1/3}}
\end{aligned} \tag{2.7}$$

< y 方向の運動量式 >

$$\begin{aligned}
& \frac{N_{i,j-1/2}^{n+2} - N_{i,j-1/2}^n}{2\Delta t} \\
& + \frac{u_{i+1/2,j-1/2}^n \frac{N_{i,j-1/2}^n + N_{i+1,j-1/2}^n}{2} + |u_{i+1/2,j-1/2}^n| \frac{N_{i,j-1/2}^n - N_{i+1,j-1/2}^n}{2}}{\Delta x}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{u_{i-1/2,j-1/2}^n \frac{N_{i-1,j-1/2}^n + N_{i,j-1/2}^n}{2} + |u_{i-1/2,j-1/2}^n| \frac{N_{i-1,j-1/2}^n - N_{i,j-1/2}^n}{2}}{\Delta x} \\
& + \frac{v_{i,j}^n \frac{N_{i,j-1/2}^n + N_{i,j+1/2}^n}{2} + |v_{i,j}^n| \frac{N_{i,j-1/2}^n - N_{i,j+1/2}^n}{2}}{\Delta y} \\
& - \frac{v_{i,j-1}^n \frac{N_{i,j-3/2}^n + N_{i,j-1/2}^n}{2} + |v_{i,j-1}^n| \frac{N_{i,j-3/2}^n - N_{i,j-1/2}^n}{2}}{\Delta y} \\
= & -g \frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}}{2} \cdot \frac{(h_{i,j}^{n+1} + z_{i,j}) - (h_{i,j-1}^{n+1} + z_{i,j-1})}{\Delta y} \\
& - \frac{g \left(\frac{n_{i,j} + n_{i,j-1}}{2} \right)^2 \frac{N_{i,j-1/2}^n + N_{i,j-1/2}^n}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}} \sqrt{(u_{i,j-1/2}^n)^2 + (v_{i,j-1/2}^n)^2}}{\left(\frac{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}}{2} \right)^{1/3}}
\end{aligned} \tag{2.8}$$

ここに,

$$\begin{aligned}
u_{i-1/2,j}^n &= \frac{2M_{i-1/2,j}^n}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i-1,j}^{n+1}}, \quad v_{i,j-1/2}^n = \frac{2N_{i,j-1/2}^n}{h_{i,j}^{n+1} + h_{i,j-1}^{n+1}} \\
u_{i,j-1/2}^n &= \frac{u_{i-1/2,j}^n + u_{i+1/2,j}^n + u_{i-1/2,j-1}^n + u_{i+1/2,j-1}^n}{4} \\
v_{i-1/2,j}^n &= \frac{v_{i,j-1/2}^n + v_{i-1,j-1/2}^n + v_{i,j+1/2}^n + v_{i-1,j+1/2}^n}{4} \\
u_{i,j}^n &= \frac{u_{i-1/2,j}^n + u_{i+1/2,j}^n}{2}, \quad u_{i-1,j}^n = \frac{u_{i-3/2,j}^n + u_{i-1/2,j}^n}{2} \\
v_{i,j}^n &= \frac{v_{i,j-1/2}^n + v_{i,j+1/2}^n}{2}, \quad v_{i,j-1}^n = \frac{v_{i,j-3/2}^n + v_{i,j-1/2}^n}{2} \\
u_{i+1/2,j-1/2}^n &= \frac{u_{i+1/2,j}^n + u_{i+1/2,j-1}^n}{2}, \quad u_{i-1/2,j-1/2}^n = \frac{u_{i-1/2,j}^n + u_{i-1/2,j-1}^n}{2} \\
v_{i-1/2,j+1/2}^n &= \frac{v_{i,j+1/2}^n + v_{i-1,j+1/2}^n}{2}, \quad v_{i-1/2,j-1/2}^n = \frac{v_{i,j-1/2}^n + v_{i-1,j-1/2}^n}{2}
\end{aligned}$$

である。

氾濫解析を行う際には、ドライな状態の格子に氾濫水が伝播していく、いわゆる氾濫水の先端の取り扱いが問題となる。本研究では、この先端の取り扱いも含めて氾濫水が不連続になっている場合には、図 2.2 に示す地盤高と水位の関係に応じて、以下の段落ち式¹²⁾あるいは越流公式¹³⁾を用いる。つまり、地盤高の低い方の水位が一方の地盤高よりも低い場合 (図 2.2(a)) に、地盤の高い

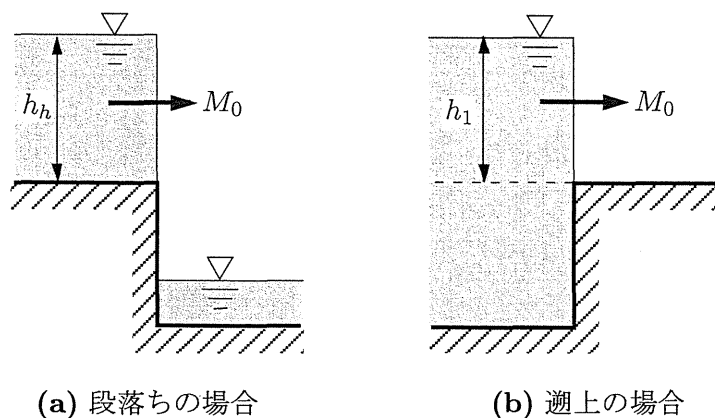


図 2.2 氾濫水の先端

方の水深 (h_h) を用いて次に示す段落ち式より流量フラックス M_0 を求める.

$$M_0 = \mu h_h \sqrt{g h_h} \quad (2.9)$$

ここに, $\mu=(2/3)^{3/2}$ を用いる¹⁴⁾. また, 隣り合う格子の地盤高が低い方の水位 (H_l) が, 他方の地盤高 (z_h) よりも高い場合 (図 2.2(b)) に, $h_1 = H_l - z_h$ として次に示す越流公式を用いて流量フラックス M_0 を求める.

$$M_0 = \mu' h_1 \sqrt{2g h_1} \quad (2.10)$$

ここに, $\mu'=0.35$ である.

また, 氾濫水の移動限界水深は, 岩佐ら⁵⁾ にしたがって 0.001m を用いる.

2.2.2 一般曲線座標系モデル

デカルト座標系による解析格子の形状は長方形で, 市街地の道路とそれ以外の領域を別の格子で表現しようとする, 相当細かい格子分割が必要である. そこで, 湾曲部を含む開水路流れの数値解析^{15),16)}などで広く用いられている一般曲線座標系を適用すれば, 主要な道路に沿って座標軸をとることにより, 道路とそれ以外という属性分けがそれほど細かい格子分割によらなくてもある程度可能になる.

本研究で用いる一般曲線座標系モデルにおける基礎式は, デカルト座標系モデルの基礎式 (2.1) ~ (2.3) を図 2.3 のように物理平面 (x, y) 系から計算平面 (ξ, η) 系へ変数変換することによって以下のように導かれる¹⁷⁾.

<連続式>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + J \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{M^\xi}{J} \right) + J \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{M^\eta}{J} \right) = 0 \quad (2.11)$$

<運動量式>

(ξ 方向)

$$\begin{aligned} \frac{\partial M^\xi}{\partial t} = & -J^2 y_\eta \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi M^x}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta M^x}{J} \right) \right\} \\ & + J^2 x_\eta \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi M^y}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta M^y}{J} \right) \right\} \\ & - J^2 g h \left\{ (x_\eta^2 + y_\eta^2) \frac{\partial H}{\partial \xi} - (x_\xi x_\eta + y_\xi y_\eta) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right\} \\ & - \frac{g n^2 M^\xi \sqrt{(M^x)^2 + (M^y)^2}}{h^{7/3}} \end{aligned} \quad (2.12)$$

(η 方向)

$$\begin{aligned} \frac{\partial M^\eta}{\partial t} = & J^2 y_\xi \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi M^x}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta M^x}{J} \right) \right\} \\ & - J^2 x_\xi \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{u^\xi M^y}{J} \right) + \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{u^\eta M^y}{J} \right) \right\} \\ & - J^2 g h \left\{ -(x_\xi x_\eta + y_\xi y_\eta) \frac{\partial H}{\partial \xi} + (x_\xi^2 + y_\xi^2) \frac{\partial H}{\partial \eta} \right\} \\ & - \frac{g n^2 M^\eta \sqrt{(M^x)^2 + (M^y)^2}}{h^{7/3}} \end{aligned} \quad (2.13)$$

J はヤコビアンであり、以下のように定義される。

$$J = \frac{1}{x_\xi y_\eta - x_\eta y_\xi} \quad (2.14)$$

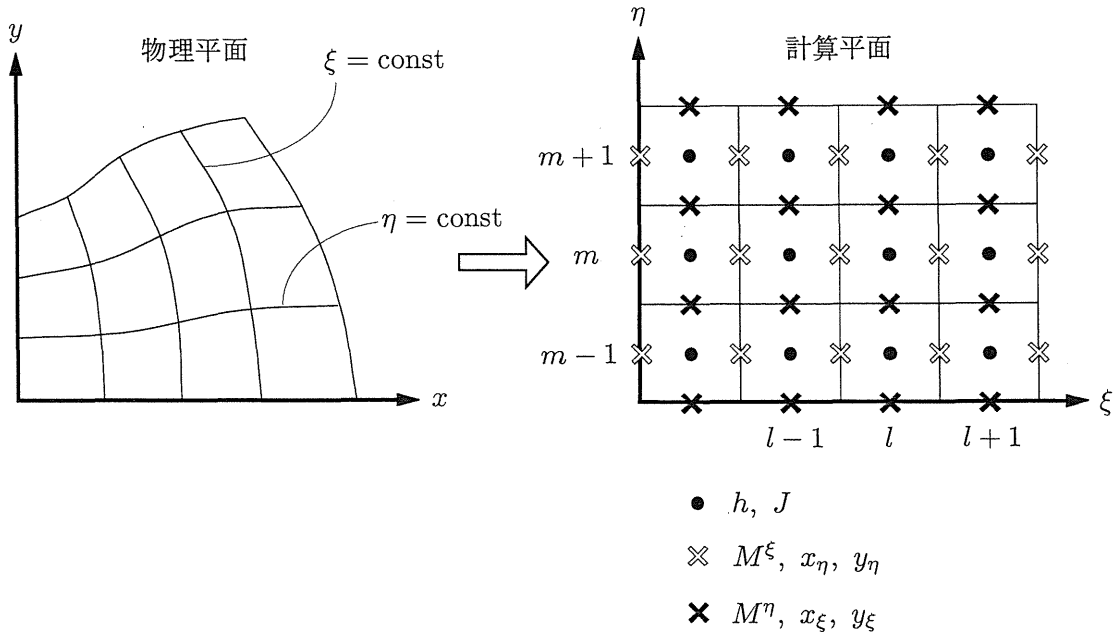


図 2.3 未知量の定義位置 (一般曲線座標系モデル)

なお、上付き添字はこの変数の方向の流速および流量フラックスを表し、下付き添字はこの変数による偏微分を表す。

一般曲線座標系モデルの場合も、デカルト座標系モデルと同様に Leap-Frog 法で計算を進め、未知量は staggered に配置する。離散化の方法もデカルト座標系モデルと同様であり、以下に示す差分式を用いる。ただし、下付き添字 (l, m) は差分格子の番号である。

<連続式>

$$\frac{h_{(l,m)}^{n+3} - h_{(l,m)}^{n+1}}{2\Delta t} + J_{(l,m)} \frac{\frac{M_{(l+1/2,m)}^{\xi,n+2}}{J_{(l+1/2,m)}} - \frac{M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n+2}}{J_{(l-1/2,m)}}}{\Delta \xi} + J_{(l,m)} \frac{\frac{M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n+2}}{J_{(l,m+1/2)}} - \frac{M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n+2}}{J_{(l,m-1/2)}}}{\Delta \eta} = 0 \quad (2.15)$$

ここに、

$$J_{(l+1/2,m)} = \frac{J_{(l,m)} + J_{(l+1,m)}}{2}, \quad J_{(l-1/2,m)} = \frac{J_{(l,m)} + J_{(l-1,m)}}{2}$$

$$J_{(l,m+1/2)} = \frac{J_{(l,m)} + J_{(l,m+1)}}{2}, \quad J_{(l,m-1/2)} = \frac{J_{(l,m)} + J_{(l,m-1)}}{2}$$

である。

< ξ 方向の運動量式 >

$$\begin{aligned} & \frac{M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n+2} - M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n}}{2\Delta t} \\ &= -J_{(l-1/2,m)}^2 y_{\eta(l-1/2,m)} \cdot \\ & \left\{ \frac{u_{(l,m)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} + \frac{M_{(l+1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l+1/2,m)}} \right) + |u_{(l,m)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} - \frac{M_{(l+1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l+1/2,m)}} \right)}{2\Delta \xi} \right. \\ & \quad - \frac{u_{(l-1,m)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-3/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-3/2,m)}} + \frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right) + |u_{(l-1,m)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-3/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-3/2,m)}} - \frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right)}{2\Delta \xi} \\ & \quad + \frac{u_{(l-1/2,m+1/2)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} + \frac{M_{(l-1/2,m+1)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m+1)}} \right) + |u_{(l-1/2,m+1/2)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} - \frac{M_{(l-1/2,m+1)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m+1)}} \right)}{2\Delta \eta} \\ & \quad \left. - \frac{u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m-1)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m-1)}} + \frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right) + |u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m-1)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m-1)}} - \frac{M_{(l-1/2,m)}^{x,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right)}{2\Delta \eta} \right\} \\ & + J_{(l-1/2,m)}^2 x_{\eta(l-1/2,m)} \cdot \\ & \left\{ \frac{u_{(l,m)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} + \frac{M_{(l+1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l+1/2,m)}} \right) + |u_{(l,m)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} - \frac{M_{(l+1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l+1/2,m)}} \right)}{2\Delta \xi} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& \frac{u_{(l-1,m)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-3/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-3/2,m)}} + \frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right) + |u_{(l-1,m)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-3/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-3/2,m)}} - \frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right)}{2\Delta\xi} \\
& + \frac{u_{(l-1/2,m+1/2)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} + \frac{M_{(l-1/2,m+1)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m+1)}} \right) + |u_{(l-1/2,m+1/2)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} - \frac{M_{(l-1/2,m+1)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m+1)}} \right)}{2\Delta\eta} \\
& - \frac{u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l-1/2,m-1)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m-1)}} + \frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right) + |u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l-1/2,m-1)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m-1)}} - \frac{M_{(l-1/2,m)}^{y,n}}{J_{(l-1/2,m)}} \right)}{2\Delta\eta} \Bigg\} \\
& - J_{(l-1/2,m)}^2 g \frac{h_{(l,m)}^{n+1} + h_{(l-1,m)}^{n+1}}{2} \\
& \left\{ \left(x_{\eta(l-1/2,m)}^2 + y_{\eta(l-1/2,m)}^2 \right) \frac{(h_{(l,m)}^{n+1} + z_{(l,m)}) - (h_{(l-1,m)}^{n+1} + z_{(l-1,m)})}{\Delta\xi} \right. \\
& \quad \left. - (x_{\xi(l-1/2,m)} x_{\eta(l-1/2,m)} + y_{\xi(l-1/2,m)} y_{\eta(l-1/2,m)}) \right. \\
& \quad \left. \frac{(h_{(l-1/2,m+1/2)}^{n+1} + z_{(l-1/2,m+1/2)}) - (h_{(l-1/2,m-1/2)}^{n+1} + z_{(l-1/2,m-1/2)})}{\Delta\eta} \right\} \\
& - \frac{g \left(\frac{n_{(l,m)} + n_{(l-1,m)}}{2} \right)^2 \frac{M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n+2} + M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n}}{2} \sqrt{\left(M_{(l-1/2,m)}^{x,n} \right)^2 + \left(M_{(l-1/2,m)}^{y,n} \right)^2}}{\left(\frac{h_{(l,m)}^{n+1} + h_{(l-1,m)}^{n+1}}{2} \right)^{7/3}}
\end{aligned} \tag{2.16}$$

ここに、

ヤコビアンの補間

$$\begin{aligned}
J_{(l-3/2,m)} &= \frac{J_{(l-1,m)} + J_{(l-2,m)}}{2}, \quad J_{(l-1/2,m+1)} = \frac{J_{(l,m+1)} + J_{(l-1,m+1)}}{2} \\
J_{(l-1/2,m-1)} &= \frac{J_{(l,m-1)} + J_{(l-1,m-1)}}{2}
\end{aligned}$$

流速の補間

$$\begin{aligned}
u_{l,m}^{\xi,n} &= \frac{u_{l+1/2,m}^{\xi,n} + u_{l-1/2,m}^{\xi,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l+1/2,m}^{\xi,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l+1,m}^{n+1}} + \frac{2M_{l-1/2,m}^{\xi,n}}{h_{l-1,m}^{n+1} + h_{l,m}^{n+1}}}{2} \\
u_{l-1,m}^{\xi,n} &= \frac{u_{l-1/2,m}^{\xi,n} + u_{l-3/2,m}^{\xi,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l-1/2,m}^{\xi,n}}{h_{l-1,m}^{n+1} + h_{l,m}^{n+1}} + \frac{2M_{l-3/2,m}^{\xi,n}}{h_{l-2,m}^{n+1} + h_{l-1,m}^{n+1}}}{2} \\
u_{l-1/2,m+1/2}^{\eta,n} &= \frac{u_{l,m+1/2}^{\eta,n} + u_{l-1,m+1/2}^{\eta,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l,m+1/2}^{\eta,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l,m+1}^{n+1}} + \frac{2M_{l-1,m+1/2}^{\eta,n}}{h_{l-1,m}^{n+1} + h_{l-1,m+1}^{n+1}}}{2}
\end{aligned}$$

$$u_{l-1/2,m-1/2}^{\eta,n} = \frac{u_{l,m-1/2}^{\eta,n} + u_{l-1,m-1/2}^{\eta,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l,m-1/2}^{\eta,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l,m-1}^{n+1}} + \frac{2M_{l-1,m+1/2}^{\eta,n}}{h_{l-1,m-1}^{n+1} + h_{l-1,m-1}^{n+1}}}{2}$$

流量フラックスの補間

$$\begin{aligned} M_{(l-1/2,m)}^{x,n} &= x_{\xi(l-1/2,m)} M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n} + x_{\eta(l-1/2,m)} M_{(l-1/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l+1/2,m)}^{x,n} &= x_{\xi(l+1/2,m)} M_{(l+1/2,m)}^{\xi,n} + x_{\eta(l+1/2,m)} M_{(l+1/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l-3/2,m)}^{x,n} &= x_{\xi(l-3/2,m)} M_{(l-3/2,m)}^{\xi,n} + x_{\eta(l-3/2,m)} M_{(l-3/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l-1/2,m+1)}^{x,n} &= x_{\xi(l-1/2,m+1)} M_{(l-1/2,m+1)}^{\xi,n} + x_{\eta(l-1/2,m+1)} M_{(l-1/2,m+1)}^{\eta,n} \\ M_{(l-1/2,m-1)}^{x,n} &= x_{\xi(l-1/2,m-1)} M_{(l-1/2,m-1)}^{\xi,n} + x_{\eta(l-1/2,m-1)} M_{(l-1/2,m-1)}^{\eta,n} \\ M_{(l-1/2,m)}^{y,n} &= y_{\xi(l-1/2,m)} M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n} + y_{\eta(l-1/2,m)} M_{(l-1/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l+1/2,m)}^{y,n} &= y_{\xi(l+1/2,m)} M_{(l+1/2,m)}^{\xi,n} + y_{\eta(l+1/2,m)} M_{(l+1/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l-3/2,m)}^{y,n} &= y_{\xi(l-3/2,m)} M_{(l-3/2,m)}^{\xi,n} + y_{\eta(l-3/2,m)} M_{(l-3/2,m)}^{\eta,n} \\ M_{(l-1/2,m+1)}^{y,n} &= y_{\xi(l-1/2,m+1)} M_{(l-1/2,m+1)}^{\xi,n} + y_{\eta(l-1/2,m+1)} M_{(l-1/2,m+1)}^{\eta,n} \\ M_{(l-1/2,m-1)}^{y,n} &= y_{\xi(l-1/2,m-1)} M_{(l-1/2,m-1)}^{\xi,n} + y_{\eta(l-1/2,m-1)} M_{(l-1/2,m-1)}^{\eta,n} \end{aligned}$$

なお,

$$\begin{aligned} M_{(l-1/2,m)}^{\eta,n} &= \frac{M_{(l-1,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n} + M_{(l-1,m+1/2)}^{\eta,n}}{4} \\ M_{(l+1/2,m)}^{\eta,n} &= \frac{M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l+1,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l+1,m+1/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n}}{4} \\ M_{(l-3/2,m)}^{\eta,n} &= \frac{M_{(l-2,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l-1,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l-1,m+1/2)}^{\eta,n} + M_{(l-2,m+1/2)}^{\eta,n}}{4} \\ M_{(l-1/2,m+1)}^{\eta,n} &= \frac{M_{(l-1,m+1/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m+3/2)}^{\eta,n} + M_{(l-1,m+3/2)}^{\eta,n}}{4} \\ M_{(l-1/2,m-1)}^{\eta,n} &= \frac{M_{(l-1,m-3/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m-3/2)}^{\eta,n} + M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n} + M_{(l-1,m-1/2)}^{\eta,n}}{4} \end{aligned}$$

であり, x_{ξ} , y_{ξ} については, 上式の $M^{\eta,n}$ をそれぞれ x_{ξ} , y_{ξ} に置き換えた式で補間する.

水深の補間

$$\begin{aligned} h_{(l-1/2,m+1/2)}^{n+1} &= \frac{h_{(l-1,m)}^{n+1} + h_{(l-1,m+1)}^{n+1} + h_{(l,m+1)}^{n+1} + h_{(l,m)}^{n+1}}{4} \\ h_{(l-1/2,m-1/2)}^{n+1} &= \frac{h_{(l-1,m-1)}^{n+1} + h_{(l-1,m)}^{n+1} + h_{(l,m)}^{n+1} + h_{(l,m-1)}^{n+1}}{4} \end{aligned}$$

である.

< η 方向の運動量式 >

$$\frac{M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n+2} - M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n}}{2\Delta t}$$

$$\begin{aligned}
&= J_{(l,m-1/2)}^2 y_{\xi(l,m-1/2)} \cdot \\
&\quad \left\{ \frac{u_{(l+1/2,m-1/2)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} + \frac{M_{(l+1,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l+1,m-1/2)}} \right) + |u_{(l+1/2,m-1/2)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} - \frac{M_{(l+1,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l+1,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\xi} \right. \\
&\quad \frac{u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-1,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l-1,m-1/2)}} + \frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right) + |u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-1,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l-1,m-1/2)}} - \frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\xi} \\
&\quad + \frac{u_{(l,m)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} + \frac{M_{(l,m+1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m+1/2)}} \right) + |u_{(l,m)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} - \frac{M_{(l,m+1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m+1/2)}} \right)}{2\Delta\eta} \\
&\quad \left. - \frac{u_{(l,m-1)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l,m-3/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-3/2)}} + \frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right) + |u_{(l,m-1)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l,m-3/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-3/2)}} - \frac{M_{(l,m-1/2)}^{x,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\eta} \right\} \\
&\quad - J_{(l,m-1/2)}^2 x_{\xi(l,m-1/2)} \cdot \\
&\quad \left\{ \frac{u_{(l+1/2,m-1/2)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} + \frac{M_{(l+1,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l+1,m-1/2)}} \right) + |u_{(l+1/2,m-1/2)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} - \frac{M_{(l+1,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l+1,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\xi} \right. \\
&\quad \frac{u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\xi,n} \left(\frac{M_{(l-1,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l-1,m-1/2)}} + \frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right) + |u_{(l-1/2,m-1/2)}^{\xi,n}| \left(\frac{M_{(l-1,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l-1,m-1/2)}} - \frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\xi} \\
&\quad + \frac{u_{(l,m)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} + \frac{M_{(l,m+1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m+1/2)}} \right) + |u_{(l,m)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} - \frac{M_{(l,m+1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m+1/2)}} \right)}{2\Delta\eta} \\
&\quad \left. - \frac{u_{(l,m-1)}^{\eta,n} \left(\frac{M_{(l,m-3/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-3/2)}} + \frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right) + |u_{(l,m-1)}^{\eta,n}| \left(\frac{M_{(l,m-3/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-3/2)}} - \frac{M_{(l,m-1/2)}^{y,n}}{J_{(l,m-1/2)}} \right)}{2\Delta\eta} \right\} \\
&\quad - J_{(l,m-1/2)}^2 g \frac{h_{(l,m)}^{n+1} + h_{(l,m-1)}^{n+1}}{2} \cdot \\
&\quad \left\{ - \left(x_{\xi(l,m-1/2)} x_{\eta(l,m-1/2)} + y_{\xi(l,m-1/2)} y_{\eta(l,m-1/2)} \right) \cdot \right. \\
&\quad \frac{\left(h_{(l+1/2,m-1/2)}^{n+1} + z_{(l+1/2,m-1/2)} \right) - \left(h_{(l-1/2,m-1/2)}^{n+1} + z_{(l-1/2,m-1/2)} \right)}{\Delta\xi} \\
&\quad \left. + \left(x_{\xi(l,m-1/2)}^2 + y_{\xi(l,m-1/2)}^2 \right) \frac{\left(h_{(l,m)}^{n+1} + z_{(l,m)} \right) - \left(h_{(l,m-1)}^{n+1} + z_{(l,m-1)} \right)}{\Delta\eta} \right\} \\
&\quad - \frac{g \left(\frac{n_{(l,m)} + n_{(l,m-1)}}{2} \right)^2 \frac{M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n+2} + M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n}}{2} \sqrt{\left(M_{(l,m-1/2)}^{x,n} \right)^2 + \left(M_{(l,m-1/2)}^{y,n} \right)^2}}{\left(\frac{h_{(l,m)}^{n+1} + h_{(l,m-1)}^{n+1}}{2} \right)^{7/3}} \quad (2.17)
\end{aligned}$$

ここに,

ヤコビアンの補間

$$J_{(l+1,m-1/2)} = \frac{J_{(l+1,m)} + J_{(l+1,m-1)}}{2}, \quad J_{(l-1,m-1/2)} = \frac{J_{(l-1,m)} + J_{(l-1,m-1)}}{2}$$

$$J_{(l,m-3/2)} = \frac{J_{(l,m-1)} + J_{(l,m-2)}}{2}$$

流速の補間

$$u_{l+1/2,m-1/2}^{\xi,n} = \frac{u_{l+1/2,m}^{\xi,n} + u_{l+1/2,m-1}^{\xi,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l+1/2,m}^{\xi,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l+1,m}^{n+1}} + \frac{2M_{l+1/2,m-1}^{\xi,n}}{h_{l,m-1}^{n+1} + h_{l+1,m-1}^{n+1}}}{2}$$

$$u_{l-1/2,m-1/2}^{\xi,n} = \frac{u_{l-1/2,m}^{\xi,n} + u_{l-1/2,m-1}^{\xi,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l-1/2,m}^{\xi,n}}{h_{l-1,m}^{n+1} + h_{l,m}^{n+1}} + \frac{2M_{l-1/2,m-1}^{\xi,n}}{h_{l-1,m-1}^{n+1} + h_{l,m-1}^{n+1}}}{2}$$

$$u_{l,m}^{\eta,n} = \frac{u_{l,m-1/2}^{\eta,n} + u_{l,m+1/2}^{\eta,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l,m-1/2}^{\eta,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l,m-1}^{n+1}} + \frac{2M_{l,m+1/2}^{\eta,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l,m+1}^{n+1}}}{2}$$

$$u_{l,m-1}^{\eta,n} = \frac{u_{l,m-1/2}^{\eta,n} + u_{l,m-3/2}^{\eta,n}}{2} = \frac{\frac{2M_{l,m-1/2}^{\eta,n}}{h_{l,m}^{n+1} + h_{l,m-1}^{n+1}} + \frac{2M_{l,m-3/2}^{\eta,n}}{h_{l,m-1}^{n+1} + h_{l,m-2}^{n+1}}}{2}$$

流量フラックスの補間

$$M_{(l,m-1/2)}^{x,n} = x_{\xi(l,m-1/2)} M_{(l,m-1/2)}^{\xi,n} + x_{\eta(l,m-1/2)} M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l+1,m-1/2)}^{x,n} = x_{\xi(l+1,m-1/2)} M_{(l+1,m-1/2)}^{\xi,n} + x_{\eta(l+1,m-1/2)} M_{(l+1,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l-1,m-1/2)}^{x,n} = x_{\xi(l-1,m-1/2)} M_{(l-1,m-1/2)}^{\xi,n} + x_{\eta(l-1,m-1/2)} M_{(l-1,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l,m+1/2)}^{x,n} = x_{\xi(l,m+1/2)} M_{(l,m+1/2)}^{\xi,n} + x_{\eta(l,m+1/2)} M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l,m-3/2)}^{x,n} = x_{\xi(l,m-3/2)} M_{(l,m-3/2)}^{\xi,n} + x_{\eta(l,m-3/2)} M_{(l,m-3/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l,m-1/2)}^{y,n} = y_{\xi(l,m-1/2)} M_{(l,m-1/2)}^{\xi,n} + y_{\eta(l,m-1/2)} M_{(l,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l+1,m-1/2)}^{y,n} = y_{\xi(l+1,m-1/2)} M_{(l+1,m-1/2)}^{\xi,n} + y_{\eta(l+1,m-1/2)} M_{(l+1,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l-1,m-1/2)}^{y,n} = y_{\xi(l-1,m-1/2)} M_{(l-1,m-1/2)}^{\xi,n} + y_{\eta(l-1,m-1/2)} M_{(l-1,m-1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l,m+1/2)}^{y,n} = y_{\xi(l,m+1/2)} M_{(l,m+1/2)}^{\xi,n} + y_{\eta(l,m+1/2)} M_{(l,m+1/2)}^{\eta,n}$$

$$M_{(l,m-3/2)}^{y,n} = y_{\xi(l,m-3/2)} M_{(l,m-3/2)}^{\xi,n} + y_{\eta(l,m-3/2)} M_{(l,m-3/2)}^{\eta,n}$$

なお,

$$M_{(l,m-1/2)}^{\xi,n} = \frac{M_{(l-1/2,m-1)}^{\xi,n} + M_{(l+1/2,m-1)}^{\xi,n} + M_{(l+1/2,m)}^{\xi,n} + M_{(l-1/2,m)}^{\xi,n}}{4}$$

$$M_{(l+1,m-1/2)}^{\xi,n} = \frac{M_{(l+1/2,m-1)}^{\xi,n} + M_{(l+3/2,m-1)}^{\xi,n} + M_{(l+3/2,m)}^{\xi,n} + M_{(l+1/2,m)}^{\xi,n}}{4}$$

$$\begin{aligned}
M_{(l-1, m-1/2)}^{\xi, n} &= \frac{M_{(l-3/2, m-1)}^{\xi, n} + M_{(l-1/2, m-1)}^{\xi, n} + M_{(l-1/2, m)}^{\xi, n} + M_{(l-3/2, m)}^{\xi, n}}{4} \\
M_{(l, m+1/2)}^{\xi, n} &= \frac{M_{(l-1/2, m)}^{\xi, n} + M_{(l+1/2, m)}^{\xi, n} + M_{(l+1/2, m+1)}^{\xi, n} + M_{(l-1/2, m+1)}^{\xi, n}}{4} \\
M_{(l, m-3/2)}^{\xi, n} &= \frac{M_{(l-1/2, m-2)}^{\xi, n} + M_{(l+1/2, m-2)}^{\xi, n} + M_{(l+1/2, m-1)}^{\xi, n} + M_{(l-1/2, m-1)}^{\xi, n}}{4}
\end{aligned}$$

であり, x_η , y_η については, 上式の $M^{\xi, n}$ をそれぞれ x_η , y_η に置き換えた式で補間する.

水深の補間

$$\begin{aligned}
h_{(l-1/2, m+1/2)}^{n+1} &= \frac{h_{(l-1, m)}^{n+1} + h_{(l-1, m+1)}^{n+1} + h_{(l, m+1)}^{n+1} + h_{(l, m)}^{n+1}}{4} \\
h_{(l-1/2, m-1/2)}^{n+1} &= \frac{h_{(l-1, m-1)}^{n+1} + h_{(l-1, m)}^{n+1} + h_{(l, m)}^{n+1} + h_{(l, m-1)}^{n+1}}{4}
\end{aligned}$$

である.

氾濫水が不連続になっている場合には式 (2.9), (2.10) を用いる. ただし, これらの式より得られる流量フラックスは物理平面上の値であるため, 次の式を用いて M_0 を M^ξ あるいは M^η に変換する.

$$M^\xi = \frac{M_0}{\sqrt{x_\xi^2 + y_\xi^2}} \quad (2.18)$$

$$M^\eta = \frac{M_0}{\sqrt{x_\eta^2 + y_\eta^2}} \quad (2.19)$$

2.2.3 非構造格子モデル

一般曲線座標系モデルにおける解析格子は必ずしも長方形である必要はないため, 物理平面 (x , y) 系におけるデカルト座標系の座標軸と平行でない道路に沿って格子を形成することが可能である. しかし, 独立な座標軸はもともと2本に限られているため, 考慮することのできる道路の数にはおのずと限界がある. そこでつぎに, 計算領域を任意の形状に分割した非構造格子を適用して, 都市域の氾濫解析を試みる.

本研究では, まず領域を多角形の非構造格子 (形状および配列に規則性をもたない解析格子) に分割する. つぎに, 全領域に対して直交 (デカルト) 座標軸 (x 軸, y 軸) を設定し, 図 2.4 に示すようにこの座標系における各方向の流量フラックス (M , N), および流速 (u , v) を非構造格子の境界 (多角形の辺の中点) で, 水深 (h) を非構造格子の図心 (多角形の重心) で定義し, Leap-Frog 法を用いて計算を進める.

非構造格子モデルの氾濫解析に用いた基礎式は式 (2.1) ~ (2.3) の浅水方程式である. ただし, 氾濫水が不連続になっている場合には, 式 (2.9), (2.10) を用いて流量フラックスを計算した後, それ

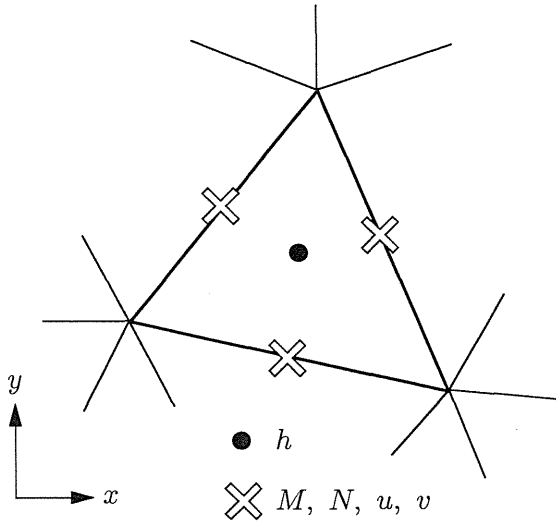


図 2.4 未知量の定義位置 (非構造格子モデル)

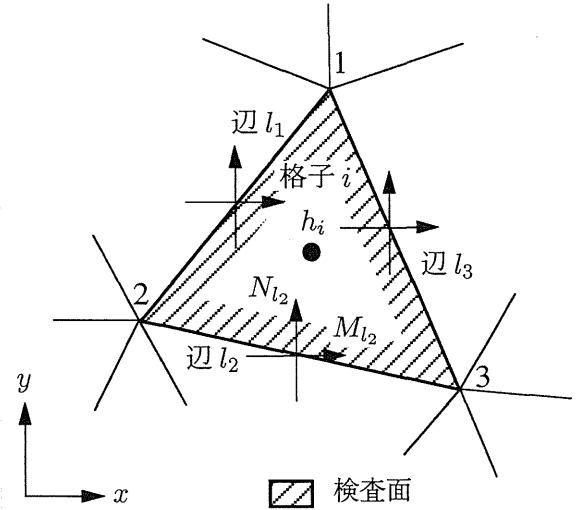


図 2.5 連続式の検査面

を x, y 方向成分に分解する.

(1) 連続式の差分化

連続式は、図 2.5 に示す検査面について計算する. 式 (2.1) は次のように差分化される.

$$\frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \{M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l\} = 0 \quad (2.20)$$

h_i は格子 i の水深, m_i は格子 i を囲む辺の数, A_i は検査面, すなわち格子 i の面積である. M_l, N_l はそれぞれ辺 l 上での x, y 方向の流量フラックスを示す. $(\Delta x)_l, (\Delta y)_l$ は辺 l の両端の点の x 座標, y 座標の差を表す. 例えば, 図 2.5 の頂点 1, 2, 3 の x, y 座標をそれぞれ $(x_1, y_1), (x_2, y_2), (x_3, y_3)$ とすると,

$$(\Delta x)_{l_1} = x_2 - x_1, \quad (\Delta y)_{l_1} = y_2 - y_1$$

$$(\Delta x)_{l_2} = x_3 - x_2, \quad (\Delta y)_{l_2} = y_3 - y_2$$

$$(\Delta x)_{l_3} = x_1 - x_3, \quad (\Delta y)_{l_3} = y_1 - y_3$$

である.

(2) 運動量式の差分化

運動量式は、格子の辺において計算する. 例えば格子 i, j にはさまれた格子辺 L の計算では、図 2.6 に示す値を用いて以下のように式 (2.2), (2.3) を差分化する.

(x 方向)

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x - \frac{g\tilde{h}_L^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (2.21)$$

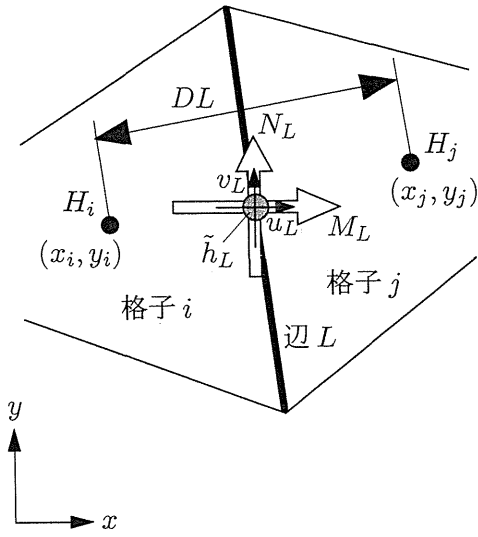


図 2.6 運動量式の計算

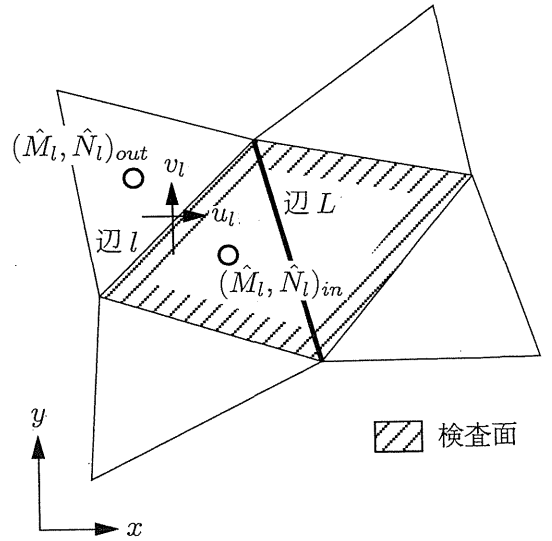


図 2.7 移流項の計算

(y 方向)

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y - \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (2.22)$$

ここに、 M_L, N_L は格子辺 L 上での x および y 方向の流量フラックス、 u_L, v_L は格子辺 L 上での x および y 方向の流速である。

$M1, M2$ はそれぞれ式 (2.2) の移流項の左辺第 2 項および第 3 項を、 $N1, N2$ はそれぞれ式 (2.3) の移流項の左辺第 2 項および第 3 項の差分表示で、図 2.7 に示す検査面について下のように記述できる。

$$M1 + M2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \left\{ (u_l \hat{M}_l)(\Delta y)_l - (v_l \hat{M}_l)(\Delta x)_l \right\} \quad (2.23)$$

$$N1 + N2 = \frac{1}{A_{cv}} \sum_{l=1}^{m'} \left\{ (u_l \hat{N}_l)(\Delta y)_l - (v_l \hat{N}_l)(\Delta x)_l \right\} \quad (2.24)$$

ここに、 A_{cv} は検査面の面積、 m' は検査面を囲む辺の数、 u_l, v_l は辺 l 上の流速、 $(\Delta x)_l, (\Delta y)_l$ は辺 l の両端の点の x 座標、 y 座標の差である。 \hat{M}, \hat{N} は格子の図心上の流量フラックスであり、格子辺上の流量フラックスから補間して求める。図 2.8 に示すように m 角形の格子において、各辺上の流量フラックスをそれぞれ $M_1, M_2, \dots, M_m, N_1, N_2, \dots, N_m$ 、および各辺の中点とこの格子の重心との距離を d_1, d_2, \dots, d_m と定義すると、補間流量フラックス \hat{M}, \hat{N} は、

$$\hat{M} = \frac{\frac{1}{d_1} M_1 + \dots + \frac{1}{d_m} M_m}{\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m}} \quad (2.25)$$

$$\hat{N} = \frac{\frac{1}{d_1} N_1 + \dots + \frac{1}{d_m} N_m}{\frac{1}{d_1} + \dots + \frac{1}{d_m}} \quad (2.26)$$

で求める。格子边上の流速 (u_l, v_l) の方向にしたがって、 \hat{M}, \hat{N} には上流側の補間流量フラックスを用いることにする。すなわち、図 2.7 の辺 l において、式 (2.23), (2.24) の右边各項の \hat{M}_l, \hat{N}_l はそれぞれ、
 $u_l \hat{M}_l, u_l \hat{N}_l$ について

$$\hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{in}, \quad \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{in} \quad (u_l \cdot (\Delta y)_l \geq 0 \text{ のとき})$$

$$\hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{out}, \quad \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{out} \quad (u_l \cdot (\Delta y)_l < 0 \text{ のとき})$$

$v_l \hat{M}_l, v_l \hat{N}_l$ について

$$\hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{out}, \quad \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{out} \quad (v_l \cdot (\Delta x)_l \geq 0 \text{ のとき})$$

$$\hat{M}_l = (\hat{M}_l)_{in}, \quad \hat{N}_l = (\hat{N}_l)_{in} \quad (v_l \cdot (\Delta x)_l < 0 \text{ のとき})$$

を用いる。ここに、図 2.7 に示すように、 $(\hat{M}_l)_{in}, (\hat{N}_l)_{in}$ は辺 l からみて検査面の内側に、 $(\hat{M}_l)_{out}, (\hat{N}_l)_{out}$ は検査面の外側にある補間流量フラックスである。

$(\nabla H)_x, (\nabla H)_y$ はそれぞれ格子 i, j 間の水面勾配 ∇H の x, y 方向成分であり、以下のように計算する。

$$(\nabla H)_x = \frac{(h_j + z_j) - (h_i + z_i)}{DL} \cos \theta \quad (2.27)$$

$$(\nabla H)_y = \frac{(h_j + z_j) - (h_i + z_i)}{DL} \sin \theta \quad (2.28)$$

ここに、 h_i, h_j は格子 i, j の水深、 z_i, z_j は格子 i, j の地盤高、 DL は格子 i, j の図心間距離であり、 $(x_i, y_i), (x_j, y_j)$ をそれぞれ格子 i, j の図心の座標とすると、

$$DL = \sqrt{(x_j - x_i)^2 + (y_j - y_i)^2} \quad (2.29)$$

である。 θ は ∇H が x 軸の正の方向となす角度であり、

$$\cos \theta = \frac{x_j - x_i}{DL}, \quad \sin \theta = \frac{y_j - y_i}{DL} \quad (2.30)$$

で定義される。

\tilde{h}_L, \tilde{n}_L はそれぞれ格子边上の水深、粗度係数であり、図心における値から補間して求める必要がある。本研究では、図 2.9 の場合、格子 i, j での水深、粗度係数をそれぞれ h_i, h_j, n_i, n_j 、格子

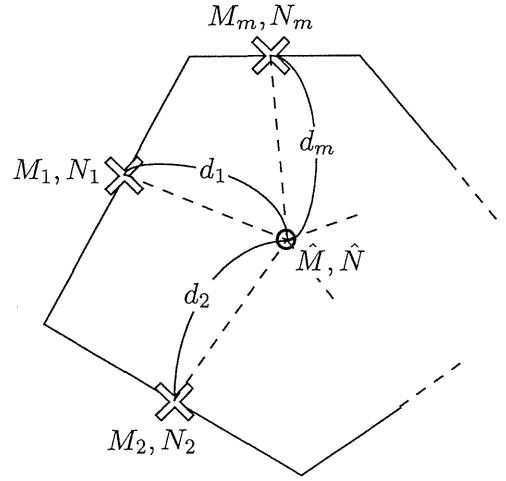


図 2.8 流量フラックスの補間

i, j の図心と辺 L の中点との距離をそれぞれ d_i , d_j とすると, 補間水深 \tilde{h}_L , 補間粗度係数 \tilde{n}_L はそれぞれ d_i, d_j の逆数に比例する形で補間した. すなわち,

$$\tilde{h}_L = \frac{\frac{1}{d_i} h_i + \frac{1}{d_j} h_j}{\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_j}} = \frac{d_j h_i + d_i h_j}{d_i + d_j} \quad (2.31)$$

$$\tilde{n}_L = \frac{\frac{1}{d_i} n_i + \frac{1}{d_j} n_j}{\frac{1}{d_i} + \frac{1}{d_j}} = \frac{d_j n_i + d_i n_j}{d_i + d_j} \quad (2.32)$$

で求める.

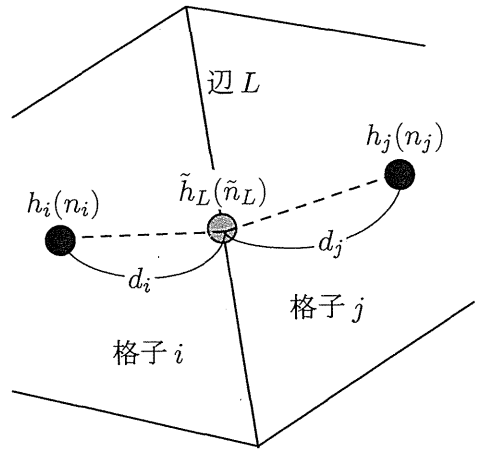


図 2.9 水深と粗度係数の補間

2.2.4 街路ネットワークモデル

非構造格子を用いた氾濫解析もまた, デカルト座標系モデルや一般曲線座標系モデルと同様, 対象領域全体を平面二次元の場として解析するモデルである. 道路に沿った氾濫水の伝播をより重視した場合, 市街地の道路網をネットワークとして, 道路部分に一次元解析法を適用することも可能である. 本研究ではこのような考え方に立脚し, まず道路をネットワーク (交差点をノード, 交差点間の道路をリンクとする) とみなすとともに, ネットワーク以外の市街地 (建築物, 空き地およびネットワークとみなされなかった細かい道路) を住区とするモデル化を行う (図 2.10). 道路のリンクでは, 始点ノードから終点ノードの向きに x 軸をとり, 長方形断面水路とみなした一次元解析法を適用する (リンクは縦断方向に格子分割する). 交差点および住区はそれぞれが面積を有す

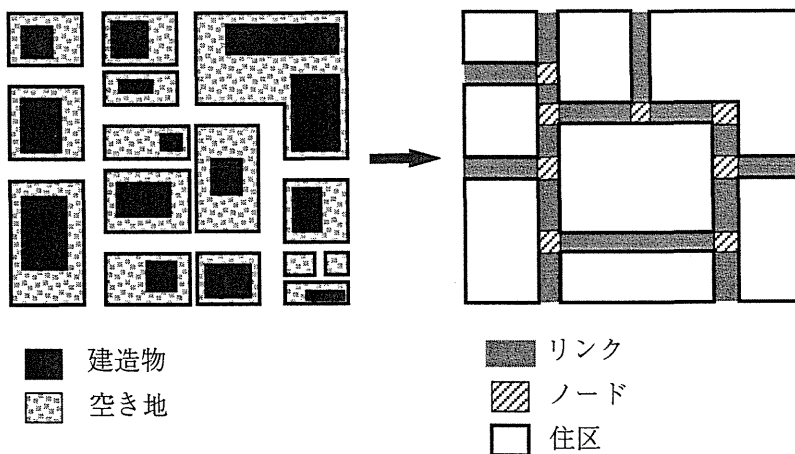


図 2.10 ネットワーク化の概念図

る1つの格子であるとみなし、連続式から水深を求める。用いた基礎式は以下のとおりである。なお、計算には上記3手法と同様に Leap-Frog 法を用い、氾濫水が不連続になっている場合には式(2.9),(2.10)を用いる。

(1) リンク

リンクの縦断方向に分割した格子間では、以下の一次元浅水方程式を用いる。このときの x 軸は、リンク両端の始点ノードから終点ノードの向きに設定する。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q}{B} \quad (2.33)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{7/3}} \quad (2.34)$$

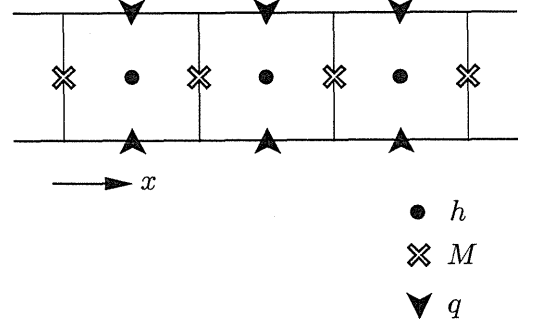


図 2.11 未知量の定義位置 (リンク)

ここに、 h は水深、 H は水位、 u 、 M は x 方向の流速、流量フラックスであり、 q は横流入流量 (住区からリンクに流入する x の単位長さあたりの流量)、 B はリンク幅である。リンク内の格子において図 2.11 に示すような位置で水理量を定義すると、上記の式(2.33),(2.34)は、以下のように差分化される。

$$\frac{h_{l,i}^{n+3} - h_{l,i}^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{M_{l,i+1/2}^{n+2} - M_{l,i-1/2}^{n+2}}{\Delta x_l} = \frac{q_{l,i}^{n+2} + q_{r,l,i}^{n+2}}{B_l} \quad (2.35)$$

$$\begin{aligned} \frac{M_{l,i-1/2}^{n+2} - M_{l,i-1/2}^n}{2\Delta t} = & - \left\{ \frac{u_{l,i}^n (M_{l,i-1/2}^n + M_{l,i+1/2}^n) + |u_{l,i}^n| (M_{l,i-1/2}^n - M_{l,i+1/2}^n)}{2\Delta x_l} \right. \\ & \left. - \frac{u_{l,i-1}^n (M_{l,i-3/2}^n + M_{l,i-1/2}^n) + |u_{l,i-1}^n| (M_{l,i-3/2}^n - M_{l,i-1/2}^n)}{2\Delta x_l} \right\} \\ & - g \frac{h_{l,i}^{n+1} + h_{l,i-1}^{n+1}}{2} \frac{(h_{l,i}^{n+1} + z_{l,i}) - (h_{l,i-1}^{n+1} + z_{l,i-1})}{\Delta x_l} \\ & - \frac{g \left(\frac{n_{l,i} + n_{l,i-1}}{2} \right)^2 \frac{M_{l,i-1/2}^{n+2} + M_{l,i-1/2}^n}{2} |M_{l,i-1/2}^n|}{\left(\frac{h_{l,i}^{n+1} + h_{l,i-1}^{n+1}}{2} \right)^{7/3}} \end{aligned} \quad (2.36)$$

ここに、 l はリンク番号、 i は分割した格子番号であり、 q_l および q_r はリンクの左右からの横流入流量である。

(2) ノードおよび住区

ノードおよび住区はそれ自身を一つの格子とみなして、次の連続式から水深を求める。

$$\frac{h^{n+3} - h^{n+1}}{2\Delta t} = \frac{1}{A} \sum_{k=1}^m Q_k^{n+2} \quad (2.37)$$

ここに、 h はノードまたは住区の水深、 A はその面積、 Q_k はノードまたは住区の周を構成する格子辺 k からの流入流量、 m は格子を構成する辺の数である。

(3) リンク、ノード、住区間の流量フラックス

リンクと住区、ノードと住区、およびノードとリンクとの間の流量フラックス M_P は、運動量式として簡単のため式 (2.34) の左辺第2項を省略した式を差分化した、次の式から求める。

$$\frac{M_P^{n+2} - M_P^n}{2\Delta t} = -g\bar{h}_P^{n+1} \frac{H_d^{n+1} - H_u^{n+1}}{DL} - \frac{g\bar{n}_P^2 \frac{M_P^{n+2} + M_P^n}{2} |M_P^n|}{(\bar{h}_P^{n+1})^{7/3}} \quad (2.38)$$

ここに、 M_P の正の方向（地点によって異なる）に対して上流側に位置する格子の水位を H_u 、下流側に位置する格子の水位を H_d とする。 \bar{h}_P 、 \bar{n}_P は格子境界上での値であり、隣接する格子の値から補間する必要がある。これらの両格子上の水深を h_1, h_2 、粗度係数を n_1, n_2 とし、補間に用いる距離を L_1, L_2 とすると、 \bar{h}_P 、 \bar{n}_P は、

$$\bar{h}_P = \frac{L_2 h_1 + L_1 h_2}{L_1 + L_2}, \quad \bar{n}_P = \frac{L_2 n_1 + L_1 n_2}{L_1 + L_2} \quad (2.39)$$

より求める。また、格子間距離 DL は、

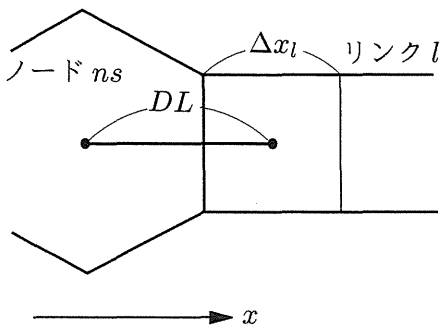
$$DL = L_1 + L_2 \quad (2.40)$$

で表される。 $H_u, H_d, h_1, h_2, n_1, n_2, L_1, L_2$ は、それぞれの場合について以下のように定める。

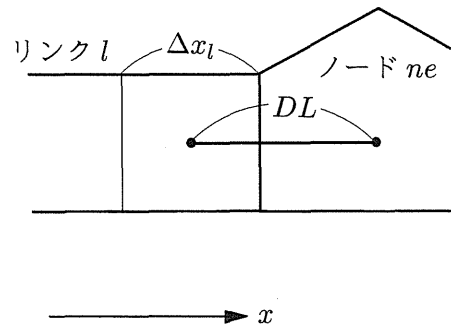
a) 始点ノード ns からリンク l への流量フラックスを求めるとき

H_u, H_d にはそれぞれ $H_{ns}, H_{l,1}$ を用いる。また、 h_1, h_2, n_1, n_2 を $h_{l,1}, h_{ns}, n_{l,1}, n_{ns}$ とすると、 L_1, L_2 は図 2.12(a) に示すようにノードの図心とリンク端の格子の図心間距離 L_s を用いてつぎのように表される。

$$L_1 = \frac{\Delta x_l}{2}, \quad L_2 = L_s - L_1$$



(a) 始点ノードとリンク



(b) リンクと終点ノード

図 2.12 リンクとノード間の計算に用いる格子間距離

b) リンク l から終点ノード ne への流量フラックスを求めるとき

リンクの分割数を im とすると, H_u, H_d にはそれぞれ $H_{l,im}, H_{ne}$ を用いる. h_1, h_2, n_1, n_2 を $h_{l,im}, h_{ne}, n_{l,im}, n_{ne}$ とすると, L_1, L_2 は図 2.12(b) に示すようにノードの図心とリンク端の格子の図心間距離 L_e を用いてつぎのように表される.

$$L_1 = \frac{\Delta x_l}{2}, \quad L_2 = L_e - L_1$$

c) 住区 j からリンク l の i 番目の格子への流量フラックスを求めるとき

H_u, H_d にはそれぞれ $H_j, H_{l,i}$ を用いる. また, h_1, h_2, n_1, n_2 を $h_{l,i}, h_j, n_{l,i}, n_j$ とすると, L_1, L_2 は, 図 2.13 に示すようにリンクの図心からリンクと住区の境界線に垂線を下ろし, その垂線が住区に切り取られる長さ L_h を用いてつぎのように表される.

$$L_1 = \frac{B_l}{2}, \quad L_2 = \frac{L_h}{2}$$

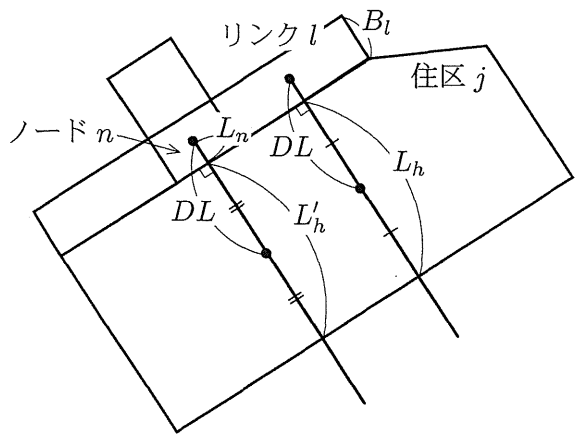


図 2.13 リンク・ノード・住区間の計算に用いる格子間距離

一つのリンク内ではすべての格子に同じ L_1, L_2 を用い, リンクと住区との間の流量フラックスはリンク内の各格子ごとに求める. また, 住区からリンク l の i 番目の格子への流量フラックスが, 式 (2.35) における横流入流量 $q_{il,i}$ あるいは $q_{rl,i}$ である.

d) ノード n から住区 j への流量フラックスを求めるとき

H_u, H_d にはそれぞれ H_n, H_j を用いる. また, h_1, h_2, n_1, n_2 を h_n, h_j, n_n, n_j とすると, L_1, L_2 は, 図 2.13 に示すようにノードの図心からノードと住区の境界線に垂線を下ろし, その垂線が住区に切り取られる長さ L'_h と, ノードの図心から境界線までの距離 L_n を用いてつぎのように表される.

$$L_1 = L_n, \quad L_2 = \frac{L'_h}{2}$$

2.3 道路・建造物の影響

領域内に存在する道路や建造物は, 例えば, 道路に沿った氾濫水の伝播, 非浸水性の建造物による氾濫面積の拡大, 建造物による氾濫水の遮断などのように, 氾濫水の挙動に大きな影響を与える. これらを考慮するため従来の研究において種々の工夫がなされてきたが, 本研究では, デカルト座

標系モデルを除く他の3手法において、計算領域の格子を道路のみで構成される「道路格子」と、建造物を含む「住区格子」に二分する。そして、中川⁶⁾にならい、それぞれの格子に建造物の占有率 λ (格子面積のうち建造物の敷地面積の占める割合、ただし道路格子の占有率は0) を考慮するとともに、建造物が存在することによる住区内への流入量 (あるいは住区からの流出量) の減少を表現するため通過率 β ($0 \leq \beta \leq 1$) を定義する。ただし、通過率については、中川⁶⁾が占有率の関数 ($\beta = \sqrt{1-\lambda}$) として各解析格子において定義しているのに対して、本研究では、通過率は本来占有率とは独立のパラメータであると考え、流量フラックスと同じ格子境界において定義する。さらに道路格子の粗度係数 n を住区格子の値よりも小さくすることによって、道路と建造物の影響を考慮することを試みる。

(1) デカルト座標系モデル・一般曲線座標系モデル・非構造格子モデル

通過率 β を用いて、運動量式から得られた各格子境界での流量フラックスを以下のように補正する。

$$M^* = \beta M \quad (2.41)$$

$$N^* = \beta N \quad (2.42)$$

この補正流量フラックス M^* , N^* を、占有率 λ を考慮した以下の連続式に代入して各格子の水深を求める。

<デカルト座標系モデル・非構造格子モデル>

$$(1-\lambda) \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M^*}{\partial x} + \frac{\partial N^*}{\partial y} = 0 \quad (2.43)$$

<一般曲線座標系モデル>

$$(1-\lambda) \frac{\partial h}{\partial t} + J \frac{\partial}{\partial \xi} \left(\frac{M^{\xi*}}{J} \right) + J \frac{\partial}{\partial \eta} \left(\frac{M^{\eta*}}{J} \right) = 0 \quad (2.44)$$

(2) 街路ネットワークモデル

街路ネットワークモデルの場合も住区の周 k で通過率 β_k を定義して、リンクと住区、ノードと住区間の流量を補正する。

$$Q_k^* = \beta_k Q_k \quad (2.45)$$

そして、この補正流量 Q_k^* を住区の占有率 λ を考慮した次の連続式に代入して、各住区格子の水深を求める。

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{1}{(1-\lambda)A} \sum_{k=1}^m Q_k^* \quad (2.46)$$

なお、(1), (2)ともに、計算ステップ $n+2$ での流量フラックス M^{n+2} , N^{n+2} を求めるときの M^n , N^n には、式(2.41),(2.42),(2.45)で補正した値ではなく、補正する前の値を用いる。

2.4 解析手法の比較

図 2.14 は、2.2 で構築した氾濫解析の 4 手法を都市域に適用するときの解析格子を概念的に示したものである。この図からわかるように、これら 4 つの氾濫解析手法は格子形状に特徴をもち、それゆえに都市域への適用にあたってはそれぞれに長所と短所とを有している。それを簡潔にまとめたのが表 2.1 である。

デカルト座標系モデルは、氾濫解析に広く一般的に用いられているが、これは格子形成の簡便さに起因すると考えられる。すなわち、地形図の上での原点と格子幅を決定すれば解析格子は一意的に決められるため、格子形成に要する時間や労力は 4 手法の中では最も少なくすむモデルである。また、近年整備が進んでいるデジタル地形情報はたいていデータが格子状に並んでいるため、これとの対応づけが比較的容易に行えるという利点がある。しかし、市街地に適用する場合、格子の大きさよりも小さな幅員の道路を認識することができず、その場合には道路と建造物を同一の格子内に混在させることになり、これらの影響を考慮した氾濫解析は不可能となる。道路と建造物を別々の格子に属性分けできるほど細かく格子分割することも考えられるが、それでは当然のことながら計算機への負荷が大きくなってしまう。

一般曲線座標系モデルを市街地に適用する場合、座標軸を適切にとることができれば格子ごとに道路と住区（建造物を含む）の属性分けがある程度可能になる。したがって、デカルト座標系モデルと比較して、市街地での詳細な氾濫解析により適したモデルであるといえる。しかし、座標軸は ξ, η の 2 本に限られるので、考慮に入れられる道路の方向はおのずと制限される。この点は、対象とする道路網の形状に大きく左右される条件である。例えば、図 2.14 のような地形の場合、格子幅よりも小さい道路、座標軸と極端に異なる方向の道路、あるいは五叉路などは表現することができない。また、格子形成に関しては、林¹⁸⁾ が Akima¹⁹⁾ による座標線の内挿法を用いて省力化を試

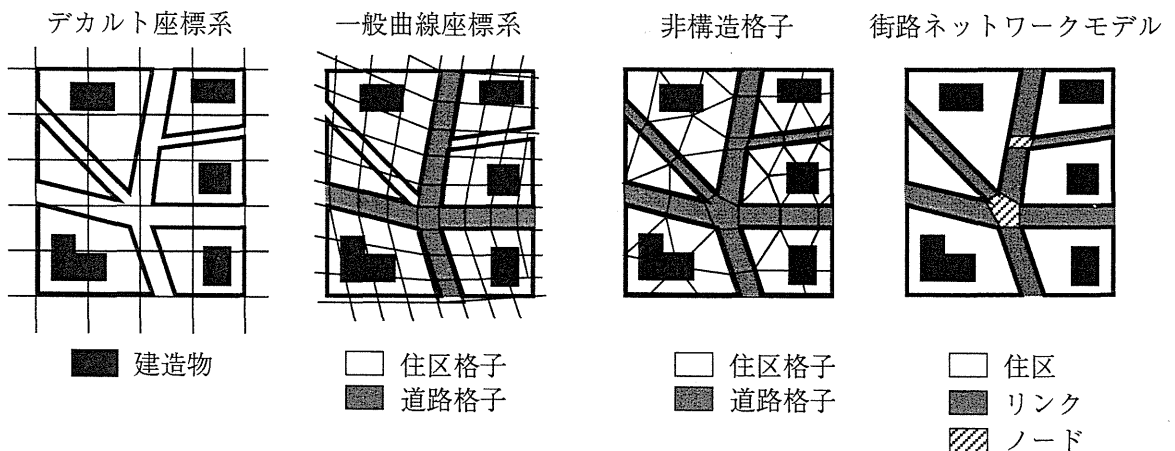


図 2.14 各手法の解析格子の概念図

表 2.1 各氾濫解析モデルの長所と短所

氾濫解析法	長所	短所
デカルト座標系モデル	格子形成が簡便，大まかな氾濫の状況を把握するのに好都合	建造物や道路の影響の考慮が困難
一般曲線座標系モデル	主要な道路に沿った格子形成が可能	格子形成が街路網の形状に依存
非構造格子モデル	複雑な地形や境界を取りこむのが容易	格子形成に時間と労力が必要
街路ネットワークモデル	密集市街地において，建造物や道路の影響を考慮するのに最適	格子形成にかなりの時間と労力が必要

みているものの，デカルト座標系モデルと比較してかなりの労力が要求されることは否定できない。

非構造格子モデルを氾濫解析へ適用するとき，長所として，境界や形状の複雑な領域に対して格子を形成しやすいということや，計算上重要でない領域は格子を粗くとすることで格子数を節約できることなどが挙げられる。そのため，エンジンや航空機まわりの流体を対象とする分野では，非構造格子を用いた解析が一般的になりつつある。格子の形状・配置ともにほとんど制約がないため，図 2.14 のように本研究で目的としている道路格子と住区格子の属性分けは他の方法に比較してはるかに容易である。さらに都市域においては，複雑に流れる中小河川網やその堤防，また鉄道や道路などの連続盛土が存在し，氾濫水の挙動に大きな影響を及ぼす。これらの線状構造物の形状を適切に取り入れた氾濫解析を行うにも，複雑な境界にも柔軟に対応できる非構造格子の適用が有利である。しかし非構造格子モデルでは，解析格子の不規則性のゆえ，格子の形状や接続関係などを記述したデータが必要であり，格子形成には時間と労力を要する。

街路ネットワークモデルは，密集市街地への適用を目的として開発されている。密集市街地では建造物が道路の両側に林立し，氾濫水は主に道路を伝って市街地を伝播していくと予想される。街路ネットワークモデルではこの点に着目して，まず道路だけを取り出してノードとリンクからなる街路ネットワークを形成する。したがって，道路格子と住区格子の区別は明確である。また，一般曲線座標系モデルや非構造格子モデルと比較してもかなり細かな道路まで考慮に入れることができる上，その道路を縦断方向にさらに分割するため詳細な浸水深や流速の情報が得られる。その反面，非構造格子モデルと同様の格子形状に関する記述，さらにノード，リンク，住区間の相互の接続関係などを記述したデータが必要なため，格子形成には4手法の中で最も煩雑な作業を要する。

以上の議論から，解析の目的と各手法の適用性の関係をまとめると以下のようなものである。まず氾濫

域内の平均的な流速、水深の分布がおおまかに知りたい場合はデカルト座標系モデルを用いればよい。対象域の都市化が進み、道路や建造物の影響を考慮したいときには、主要な道路に沿った格子形成が容易な場合は一般曲線座標系モデルを、複雑な道路網や地形を扱う場合および線状構造物を扱う場合は非構造格子モデルを適用することが望ましい。さらに道路を伝う氾濫水の挙動を詳細に表現したい場合には街路ネットワークモデルの適用が考えられよう。

2.5 大阪市港区における高潮氾濫解析

2.5.1 計算条件

本研究では、2.2 で構築した氾濫解析法を高度に都市化の進んだ大阪市港区周辺の高潮氾濫解析に適用する。この領域は図 2.15 の斜線部で示され、安治川、木津川、尻無川、および大阪湾に囲まれ、河川堤防や海岸堤防により輪中をなしている。本研究で用いた各手法の格子分割を図 2.16 に示す。なお、デカルト座標系モデルの格子にはこの領域の地盤高も示している。その他の3手法の格子には道路格子と住区格子に分割した結果を示している。その際に、一般曲線座標系モデルではまず幅員約 30m 以上の主要な道路を選択して座標軸を決定し、形成された解析格子の図心が地形図上で道路ならばその格子は道路格子とした。非構造格子モデルでは幅員が約 30m 以上、街路ネットワークモデルでは同 10m 以上の道路を道路格子として採用してから解析格子を形成した。格子数はデカルト座標系モデルで 2434 個、一般曲線座標系モデルで 2701 個、非構造格子モデルで 1750 個、街路ネットワークモデルで 7396 個である。手法によって格子数が大きく異なるのは、非構造格子モデルでは地盤の高い領域（例えば、北西に面した海岸沿い）には氾濫水が到達しないため格子をやや大きくとっており、また街路ネットワークモデルでは道路を縦断方向に分割した格子も含

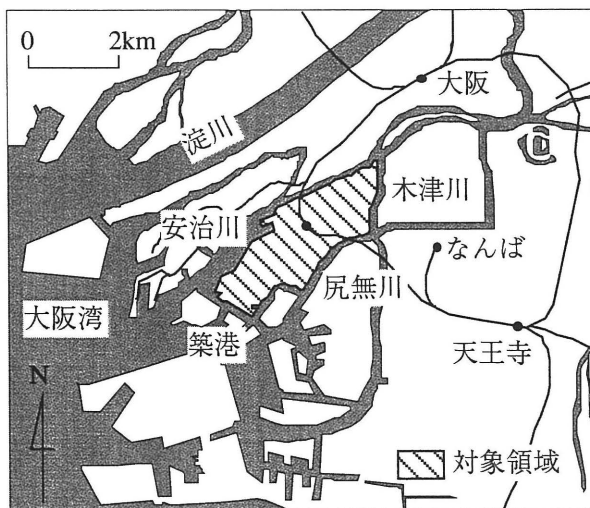


図 2.15 対象領域

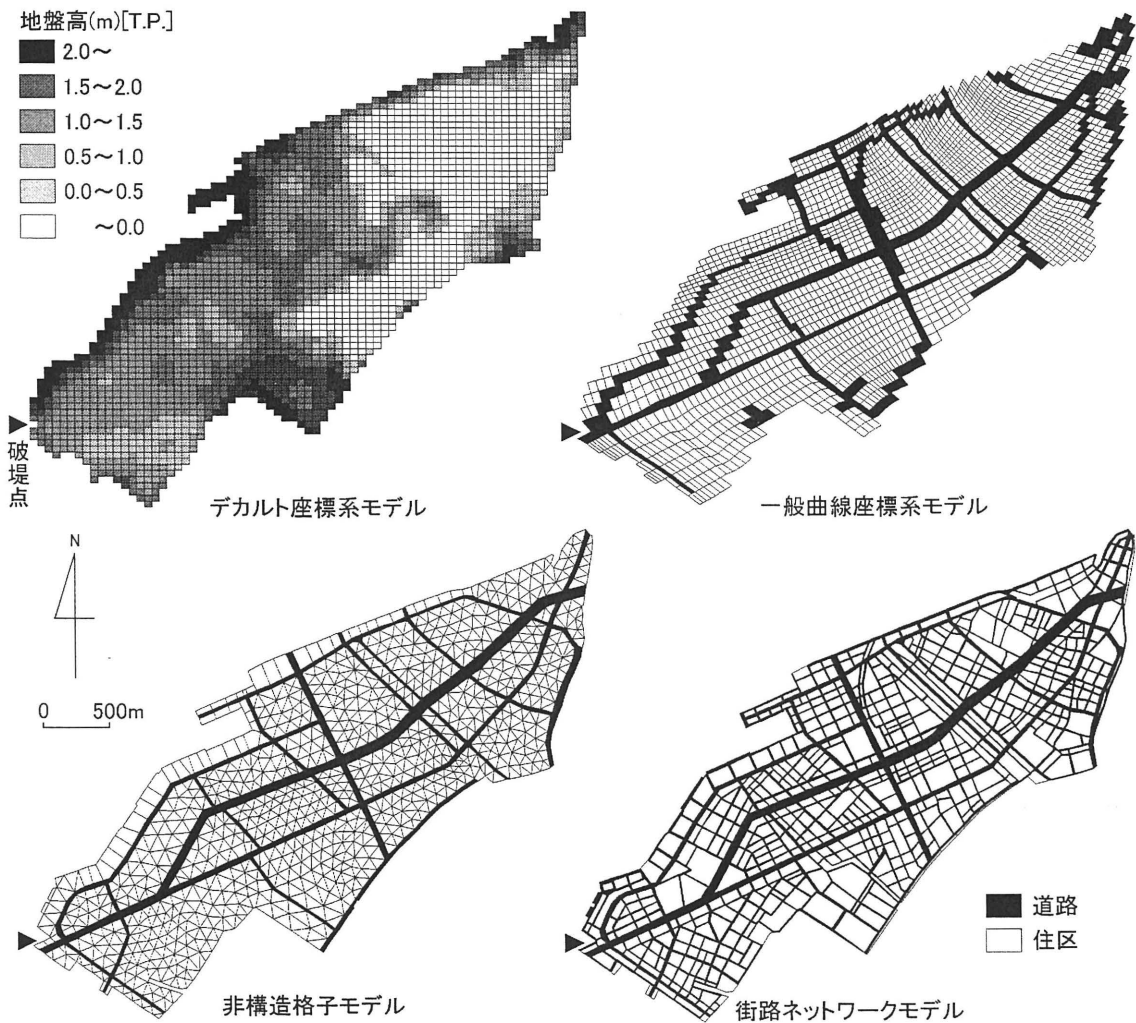


図 2.16 解析格子

むからである。この領域の周囲は十分高い直立壁で囲まれているとし、想定破堤点から図 2.17 に示すような流入流量ハイドログラフ¹⁷⁾の氾濫水が流入するとする。このハイドログラフは、大阪市の計画台風(伊勢湾台風規模の台風が室戸台風と同一のコースを通過すると仮定した台風)を用いて高潮解析²⁰⁾を行った結果得られた、大阪築港での潮位を基に作成したハイドログラフである。なお、いずれの解析においても計算時間間隔は $\Delta t=0.5s$ とする。

2.5.2 市街化していない場合

対象領域は現在では高度に都市化が進んでいるが、まず市街化していない場合として道路と建造物の影響を全く考慮しないという簡単な条件の下で4つの氾濫解析手法を比較する。すなわち、ここでは道路格子と住区格子を区別せず、全領域において粗度係数 $n=0.067$ ⁴⁾、占有率 $\lambda=0.0$ 、通過

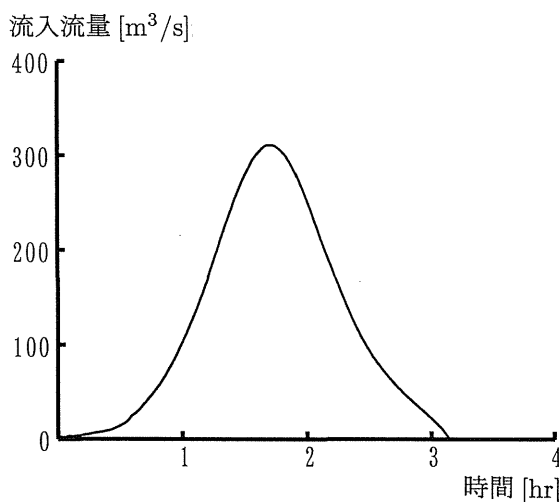


図 2.17 流入流量ハイドログラフ

率 $\beta=1.0$ とする.

図 2.18 は、解析結果から氾濫面積の時間変化を、図 2.19 は浸水域の時間的拡がりの比較を表したものである。これらの図によると、街路ネットワークモデルにおいて氾濫水の伝播がやや速くなっているものの、他の手法と比較してその差はわずかである。つまり、ここで提示した 4 つの氾濫解析手法は、市街化していない（住区に建造物が存在しない）という簡単な条件の下では、ほぼ大差ない結果をもたらすことがわかる。

2.5.3 市街化が進んだ場合

つぎに、市街化が進んだ場合として、道路と建造物の影響を考慮した解析を行う。ここで、デカルト座標系モデルを除く 3 つの解析手法では、図 2.16 に示すように全解析格子を道路格子と住区格子に二分する。道路格子として属性分けされた格子の面積は、対象領域の面積（約 6.4km^2 ）のうち、一般曲線座標系モデルでは 25%、非構造格子モデルでは 16%、街路ネットワークモデルでは 33% である。以下では、道路格子と住区格子のそれぞれに異なる粗度係数、異なる占有率の値を与え、さらに格子境界に通過率を与えることにより、道路と建造物の影響を考慮する。すなわち、粗度係数は、道路格子で $n=0.043$ ²¹⁾、住区格子で $n=0.067$ とする。占有率は、道路では当然 $\lambda=0.0$ とするが、住区では 0 でない値（デカルト座標系モデル 0.48：一般曲線座標系モデル 0.64：非構造格子モデル 0.58：街路ネットワークモデル 0.72）を全域に与える。値がモデルによって異なるのは、全領域の面積に対して住区格子が占める面積の割合が異なるからであり、全領域における建造物の面積はどのモデルでも同一である。通過率は道路格子どうしの境界には $\beta=1.0$ を、その他の格子境界には $\beta=0.6$ を全領域で一様に与える。

浸水面積の時間変化を図 2.20 に、浸水域の拡がり方の比較を図 2.21 にそれぞれ示す。これらの

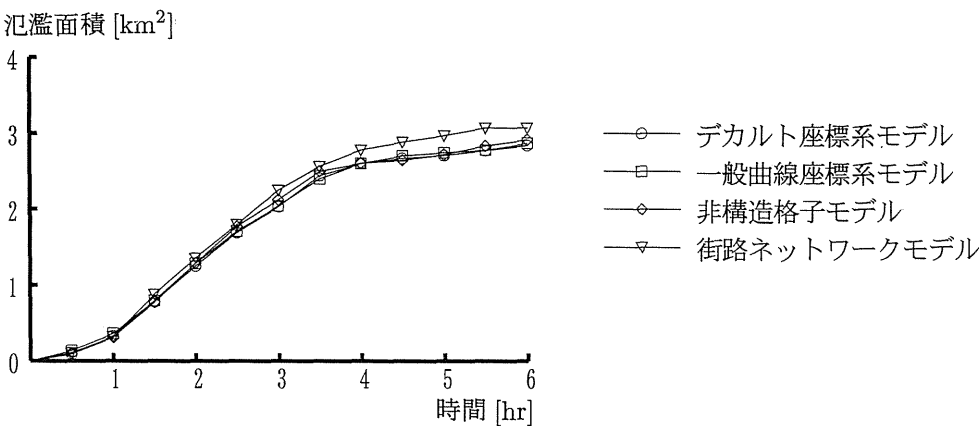


図 2.18 浸水面積の時間変化 (市街化していない場合)

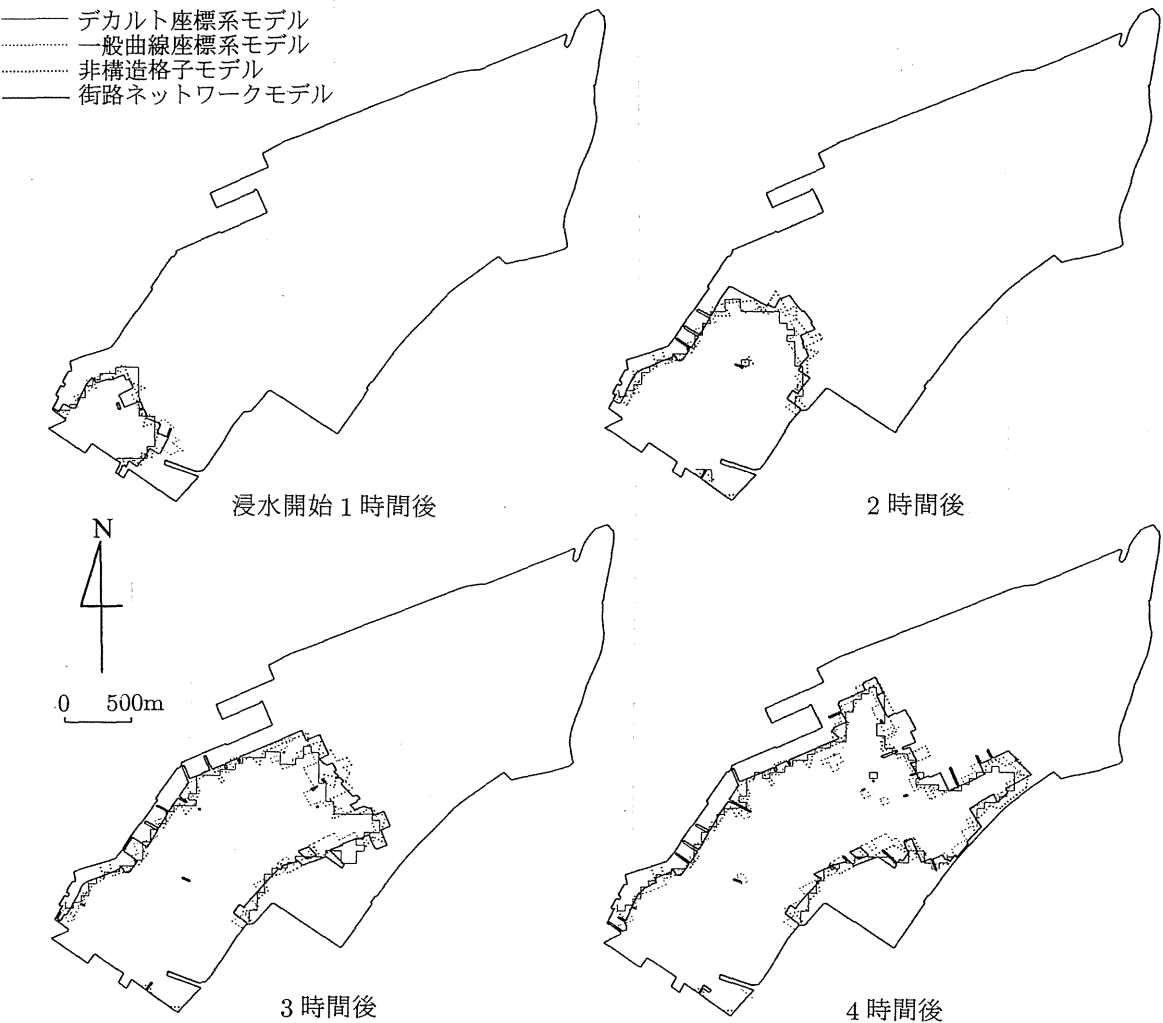


図 2.19 浸水域の時間変化 (市街化していない場合)

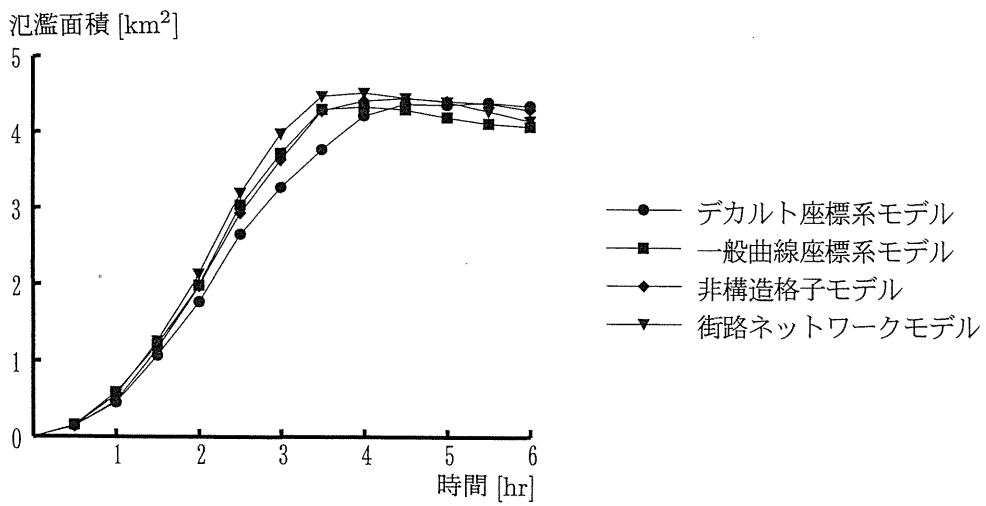


図 2.20 浸水面積の時間変化 (市街化が進んだ場合)

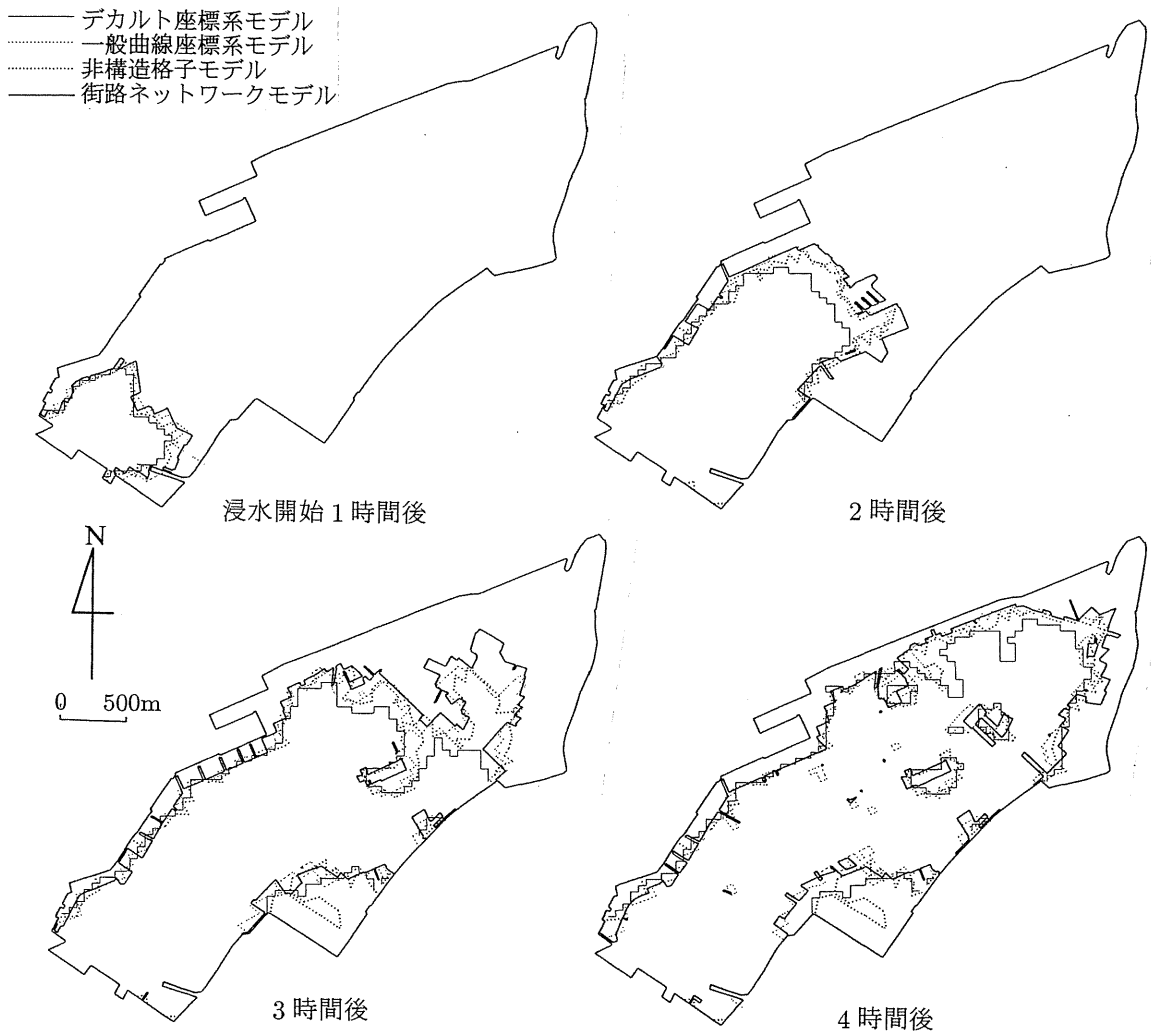


図 2.21 浸水域の時間変化 (市街化が進んだ場合)

図より、市街化していない場合 (図 2.18, 図 2.19) とちがって、各手法の間で氾濫水の伝播速度に差が現れていることがわかる。伝播速度が最も速いのは街路ネットワークモデルで、ついで一般曲線座標系モデルと非構造格子モデルがほぼ同一の速度で伝播し、デカルト座標系モデルが一番遅くなっている。これは、道路格子として考慮することのできた面積の割合の順とほぼ等しくなっている。すなわち、道路を道路として考慮できたモデルほど氾濫水が速く伝播しているといえる。とくに浸水開始 3 時間後には、デカルト座標系モデルと街路ネットワークモデルとの間には、氾濫水の先端に約 800m の差が生じている。以上の結果から、一般曲線座標系モデル、非構造格子モデル、街路ネットワークモデルを用いれば、比較的簡便な手法で都市域に存在する建造物や道路の存在を考慮した氾濫解析が可能となることがわかった。

2.6 結語

本章では、都市域の道路・建造物の影響を氾濫解析に適切に取り入れることを目的に、解析格子の形状が異なる 4 つの手法を提示し、大阪市港区の高潮氾濫解析に適用した。本章で得られた結論を以下のようにまとめる。

- (1) 有限差分法に基づく氾濫解析法として、デカルト座標系モデル、一般曲線座標系モデル、非構造格子モデル、街路ネットワークモデルを提示し、その解法を詳細に展開した。
- (2) デカルト座標系モデルを除く 3 手法では、道路だけからなる格子を構成することができるとともに、その他の解析格子を住区格子として区別することができる。一方、デカルト座標系モデルでは全解析格子を道路が混在する住区格子とした。その上で、占有率、通過率という概念を導入し、道路格子の粗度係数の値を住区格子の値よりも小さくするという方法によって、市街地の道路・建造物の影響をある程度考慮した解析が可能になることを示した。
- (3) 本章で提示した氾濫解析の 4 手法について、その特徴を比較した。デカルト座標系モデルは格子形成が簡便な反面、領域全体の格子を小さくしなければ道路・建造物の影響を考慮しにくいこと、一般曲線座標系モデルや非構造格子モデルは道路・建造物の影響を考慮した解析に有利であり、いずれの手法を用いるかは対象領域の道路網の形状が 2 本の座標軸によって表されやすいか、より複雑なのかに依存すること、街路ネットワークモデルはかなり細かい道路まで解析にとり入れることができ、道路沿いの流れを詳細に表現するのに 4 手法のなかで最も適していることなどの知見が得られた。
- (4) 上記の 4 手法を大阪市港区の高潮氾濫解析に適用した。まず、市街化していない場合として、道路・建造物の影響を考慮しないという簡単な条件のもとで氾濫解析を行ったところ、氾濫面積、浸水域の伝播ともに 4 手法からほぼ同様の結果が得られた。したがって、ここで用いた氾

氾濫解析手法はいずれも従来から用いられているデカルト座標系モデルと同程度の精度を有していると考えられる。

- (5) 市街化が進んだ場合として、道路・建造物の影響を考慮した氾濫解析を行った結果、デカルト座標系モデルとその他の3手法の間に氾濫水の伝播速度に差がみられた。これは、対象領域に占める道路格子の面積の割合に起因するもので、その割合の大きいモデルほど氾濫水の伝播速度が速くなることがわかった。すなわち、ここで提示した4手法のうち街路ネットワークモデルはかなり細かい道路まで解析に取り入れることができるため、それが解析結果にも反映されることから、道路を伝う氾濫水の挙動を詳細に表現できる手法であることが確認された。

本研究で提示した氾濫解析手法のうち、非構造格子モデルと街路ネットワークモデルは、都市化の発達した領域での氾濫解析には非常に適したモデルである。街路ネットワークモデルを用いた解析事例としては、道路網に加えて中小河川網をもネットワークとして組み込んだ解析²²⁾、および地下街の通路をネットワークとみなした解析²³⁾が挙げられる。また、非構造格子モデルは複雑な境界や地形を容易に扱うことのできる手法であり、道路に着目した都市域のみならずいかなる領域にも適用可能な、汎用性の高い手法である。現在、非構造格子を適用した氾濫解析事例^{24)~26)}が増えつつあり、氾濫解析の分野でも今後はますます非構造格子モデルの重要度が高まる傾向にあると思われる。

参考文献

- 1) 例えば, McDonald, A. and D. Ledger : Flood Area Modeling from an Elementary Data Base, Journal of Hydrology, Vol.53, pp.85-94, 1981.
- 2) 例えば, 角屋 睦・早瀬吉雄・岡 太郎 : 昭和 49 年 7 月豪雨による伊勢市水害の発生過程, 京都大学防災研究所年報, 第 18 号 B, pp.453-468, 1975.
- 3) 例えば, 鶴巻有一郎・奥田 朗・神月隆一 : 平面流れとして取り扱った氾濫シミュレーションについて, 第 25 回水理講演会論文集, pp.249-256, 1981.
- 4) Xanthopoulos, Th. and Ch. Koutitas : Numerical Simulation of a Two Dimensional Flood Wave Propagation Due to Dam Failure, Jour. Hydraulic Research, Vol.14, No.2, pp.321-330, 1976.
- 5) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文 : 氾濫水の水理の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp.305-317, 1980.

- 6) 中川 一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究，京都大学学位論文，1989.
- 7) 末次忠司・栗城 稔：改良した氾濫モデルによる氾濫流の再現と防災への応用に関する研究，土木学会論文集，No.593/II-43，pp.41-50，1998.
- 8) 佐藤 智・今村文彦・首藤伸夫：洪水氾濫の数値計算および家屋被害について—8610 号台風による吉田川の場合—，第 33 回水理講演会論文集，pp.331-336，1989.
- 9) 福岡捷二・川島幹雄・横山 洋・水口雅教：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究，土木学会論文集，No.600/II-44，pp.23-36，1998.
- 10) 秋山壽一郎・浦 勝・重枝未玲・有田由高：杭群のある場における非定常自由表面流の数値シミュレーション，水工学論文集，第 43 巻，pp.527-532，1999.
- 11) 武田 誠：高潮の氾濫解析法とその都市域への応用に関する研究，京都大学学位論文，1996.
- 12) 土木学会編：水理公式集，昭和 60 年改訂版，pp.288-289，1985.
- 13) 土木学会編：水理公式集，昭和 60 年改訂版，pp.287-288，1985.
- 14) 井上和也：開水路非定常流の数値解析法とその水工学への応用に関する研究，京都大学学位論文，pp.172-177，1986.
- 15) 岩佐義朗・綾 史郎・土屋 勉・西内美宣：一般曲線座標系を用いた流れと水質混合の 2 次元数値解析，京都大学防災研究所年報，第 31 号 B-2，pp.589-600，1988.
- 16) 細田 尚・長田信寿・村本嘉雄：移動一般座標による開水路非定常流の数値解析，土木学会論文集，No.533/II-34，pp.267-272，1996.
- 17) 井上和也・川池健司・林 秀樹：都市域における氾濫解析モデルに関する研究，水工学論文集，第 43 巻，pp.533-538，1999.
- 18) 林 秀樹：市街地における氾濫解析法とその応用に関する研究，京都大学修士論文，pp.20-23，1998.
- 19) Hiroshi Akima：A New Method of Interpolation and Smooth Curve Fitting Based on Local Procedures，Journal of the Association for Computing Machinery，Vol.17，No.4，pp.589-602，1970.
- 20) 武田 誠・井上和也・上塚哲彦・松村貴義：高潮解析における数値解析モデルおよびその境界条件に関する検討，水工学論文集，第 40 巻，pp.1089-1094，1996.

- 21) 福岡捷二・川島幹雄・松永宣夫・前内永敏：密集市街地の氾濫流に関する研究，土木学会論文集，No.491/II-27，pp.51-60，1994.
- 22) 戸田圭一・井上和也・村瀬 賢・市川 温・横尾英男：豪雨による都市域の洪水氾濫解析，土木学会論文集，No.663/II-53，pp.1-10，2000.
- 23) 戸田圭一・井上和也・前田 修・谷野知伸：大都市の地下空間の氾濫浸水解析，水工学論文集，第43巻，pp.539-544，1999.
- 24) 安田浩保・白土正美・後藤智明・山田 正：高速演算性と精緻性を有する浸水域予測計算システムの開発，水工学論文集，第45巻，pp.889-894，2001.
- 25) 重枝未玲・秋山壽一郎・浦 勝・有田由高：非構造格子を用いた有限体積法に基づく平面2次元洪水流数値モデル，水工学論文集，第45巻，pp.895-900，2001.
- 26) Takahashi T., H. Nakagawa, Y. Satofuka and K. Kawaike : Reproduction of the Flooding and Deposition of Debris Flow on the Fan of Camuri Grande, Research Report on Natural Disasters, Supported by the Japanese Ministry of Education, Science, Sports and Culture (Grant No.11800020), pp.51-61, 2001.

第3章

外水氾濫災害

3.1 概説

前章で提示した都市氾濫解析手法を，本論文ではその発生原因別に外水氾濫災害，内水氾濫災害，土砂・氾濫災害の3つのタイプの都市水害に適用する。

本章で対象とする外水氾濫は，堤外地の河川水または海水が都市域に浸入して発生する水害で，高潮，洪水，津波などの氾濫災害がその例である．外水氾濫災害の特徴としては，氾濫水量が大きいこと，浸水域が比較的広範囲に及ぶこと（とくに高潮氾濫の場合）などが挙げられる．1940年代から50年代にかけて，わが国は大型台風の来襲に見舞われたり，未整備の大河川が破堤するなどして，外水氾濫災害の頻発によって1,000人を超える人的被害が相次いだ（表1.1参照）．1960年代に入り高度経済成長の時代を迎え，国土の整備が急ピッチで進んだことなどから外水氾濫災害による人的被害が激減したことは，第1章でも記したとおりである．しかしその後も，1974年多摩川，1975年石狩川，1976年長良川と3年続けて一級河川の破堤が起こり，近年では2000年（平成12年）に愛知県の新川が破堤し都市住民の多くが被災した．また1999年（平成11年）には熊本県不知火町で高潮氾濫災害が発生し12人の死者が出るなど，外水氾濫の脅威は決して消え去ったわけではない．むしろ今日のように，人口・資産が高度に集積し情報によって支えられている都市域では，水害発生時にその脆弱性が一気に露呈するおそれがある．さらに，建設省（現国土交通省）によると，時間雨量50mm相当の降雨に対する洪水被害の防止を目標とした場合の全国の河川の氾濫防御率は52%にしかすぎない¹⁾．

本章では，首都圏に隣接し高度に都市機能が集積した中川・綾瀬川流域を対象として，第2章で展開した非構造格子モデルを適用した氾濫解析を行う．この領域は1947年（昭和22年）のカスリーン台風来襲時に利根川破堤による洪水氾濫を経験しており，その浸水域はわが国の水害の中でも戦後最大規模であった．また，この領域の地形的特性として，氾濫状況に影響を及ぼす河川網や連続盛土がかなり存在することから，これらの影響を考慮した解析を試みる．

3.2 利根川破堤による外水氾濫解析

3.2.1 対象領域

本章では、図 3.1 に示す利根川、江戸川、荒川に囲まれた埼玉県東部および東京都足立区、葛飾区、江戸川区にまたがる、面積 956km^2 の領域（中川・綾瀬川流域）を対象とする。この領域は、1947 年（昭和 22 年）9 月、カスリーン台風来襲時に利根川 136km 右岸、大利根町新川通地先の堤防が決壊して洪水氾濫による甚大な被害を受けた。氾濫水は約 4 日間かけて東京都の中心部にまで達し、場所によっては 40 日以上も水が引かなかった²⁾。図 3.2³⁾ に当時の浸水実績を示す。

この領域を対象として、建設省⁴⁾（現国土交通省）は、カスリーン台風時の洪水氾濫の再現計算や同規模の氾濫が生じたときの予測を行っているが、用いている手法は平面タンクモデル（ポンドモデル）であるため、2.1 に記したような問題点が考えられる。また、粗度係数の値には $0.1\sim 1.0$ と、通常の都市域の氾濫解析に用いる値よりもかなり大きな値を採用している。

滝沢ら⁵⁾は、カスリーン台風時の利根川破堤と同規模の洪水氾濫が現在の地形において発生した場合の浸水状況を、第 2 章で記述したデカルト座標系モデルを用いて解析している。しかし、滝沢らの解析では、洪水時の中川や綾瀬川などの河川（以下、中小河川）が氾濫水を流下させるだけの疏通能を有していないとしてこれらの河川からの排水を考えていないこと、および領域下流端では堤防が浸水深と比較して十分高いと設定していることから、時間が経過するとともに下流端で氾濫水が貯留され、浸水域が対象領域の西方にまでかなりの規模で拡大する結果となっている。これはカスリーン台風時の実績とは大きく異なっており、現在の地形においてもこのような状況が発生するとは考えにくい。

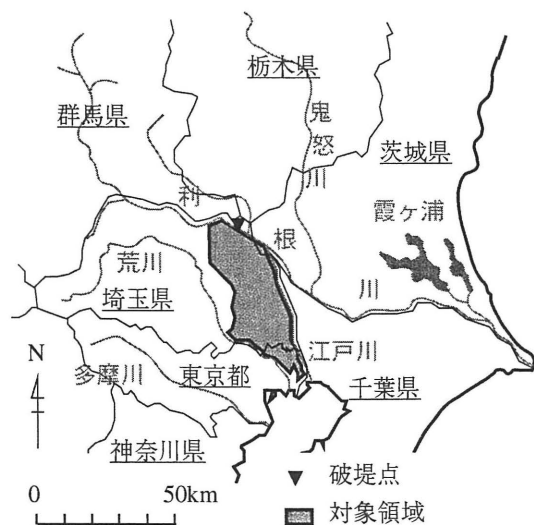


図 3.1 対象領域

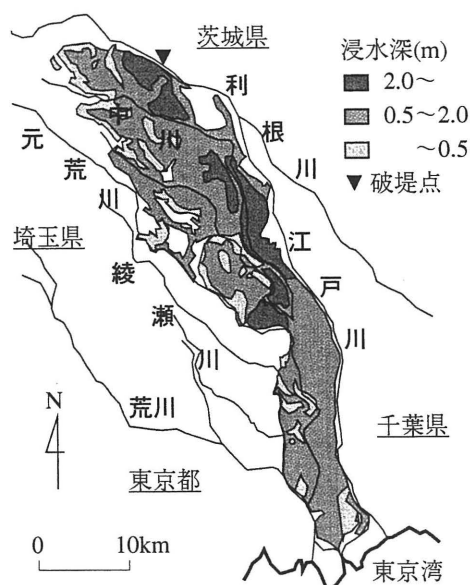


図 3.2 カスリーン台風時の浸水実績³⁾

本研究では、滝沢ら⁵⁾と同様、現地形における浸水状況を予測するものとし、より現実 に即した条件を付加することで解析の高度化を目指す。

3.2.2 デカルト座標系モデルの適用

まず、従来の氾濫解析法による結果として、滝沢らと同様にデカルト座標系モデルによる解析を行う。図 3.3 に解析に用いた格子を示す。格子サイズは滝沢らと同じ 500×500m を用いており、図には国土交通省国土地理院発行の数値地図 50m メッシュ (標高) から作成した、この領域の地盤高もあわせて示している。なお、このときの粗度係数は、全領域に対して $n=0.067$ を用い、計算時間間隔は $\Delta t=0.5s$ を用いる。境界条件として、カスリーン台風時の破堤点を想定破堤点とし、そこから図 3.4 に示す流入流量ハイドログラフ⁴⁾にしたがって氾濫水が流入するとする。それ以外の領域境界は十分高い直立壁で囲まれているとし、中小河川からの氾濫水の排出は考えないことにする。

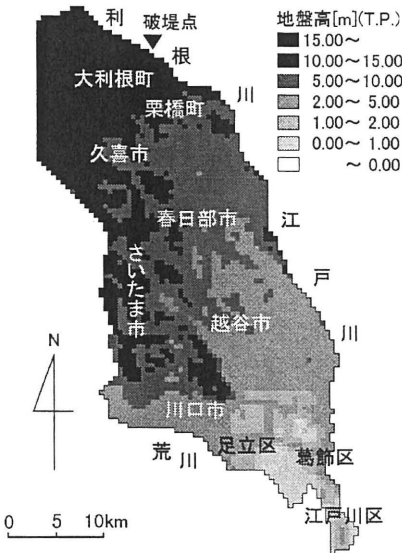


図 3.3 解析格子と地盤高 (デカルト座標系モデル)

図 3.5 に浸水深の時間変化を示す。これを図 3.2 のカスリーン台風来襲時の氾濫実績と比較する

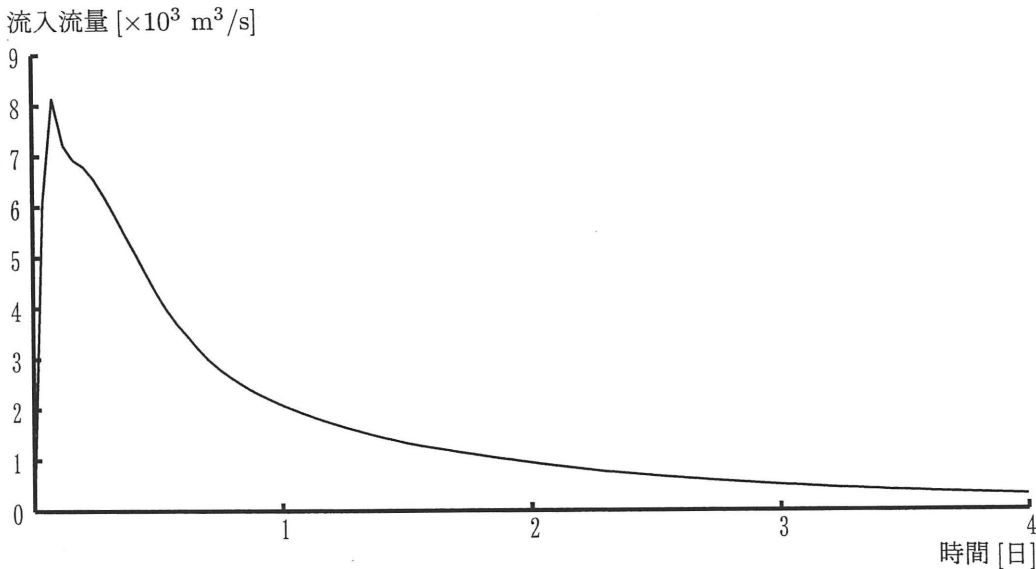


図 3.4 流入流量ハイドログラフ

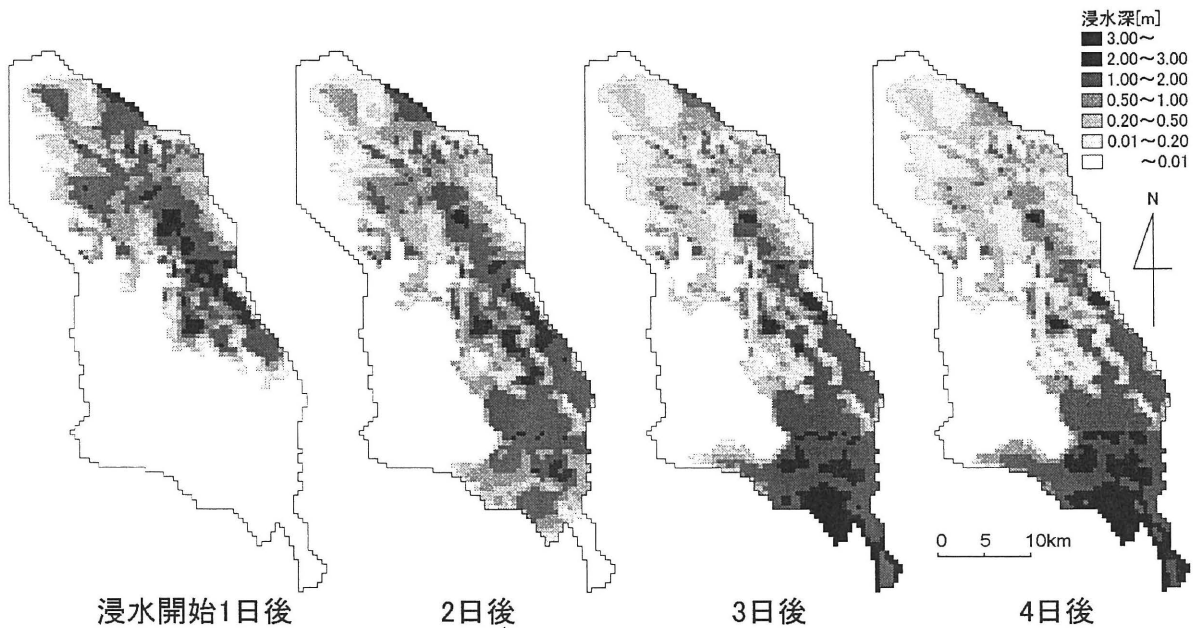


図 3.5 浸水深の時間変化 (デカルト座標系モデル)

と、下流端付近で極端に浸水深が大きくなっており、しかも氾濫域が実績より西方に大きく広がるという、滝沢らと同様の結果が得られた。したがって、解析をより現実に近いものに近づけようとすれば、対象域からの氾濫水の排出、とりわけ中小河川からの排水を考慮に入れることが重要であると考えられる。

3.3 中小河川・連続盛土を考慮した氾濫解析

3.3.1 従来の研究

都市域に限らず氾濫水の挙動に大きな影響を及ぼす要素として、中小河川などの排水路網の取り扱いが以前から種々研究されてきた。

高橋ら⁶⁾は、対象領域を流れる河川を1格子分の幅をもつ水路とし、それらの格子の地盤高を氾濫原よりも低くすることによって、格子自身を河川として表現している。このような手法は、排水路網を他の格子と区別して特別な取り扱いをする必要がなく、他の氾濫原の格子と同様に取り扱うことが可能なため解析そのものは容易に行うことができる反面、格子が排水路の幅に規定されてしまい、対象領域を広くとると計算時間が膨大になる、氾濫原においても微細な地形情報が必要になるなどの問題点がある。

岩佐ら⁷⁾は、排水路網(ここでは、その幅が氾濫原格子の大きさの10分の1程度のものとしている)を解析格子の周囲に沿った、長方形断面の水路として、氾濫原の一般格子とは別途方程式を立てて解析する手法を提示している。しかし、この手法では一般格子と排水路の大きさが極端に

異なるために計算の不安定性が増すとともに、一般格子の水深が十分に大きくなっても依然として排水路網には大きな流速が認められるという問題点がみられる。

井上⁸⁾は、上記のような問題点を指摘したうえで、排水路網を解析格子の中央に配置し、排水路を含む格子の方程式を排水路の効果を含む形に改めて解析することによって、上記の問題点が解消されたとしている。

それに対して高橋ら⁹⁾は、排水路が堤防を有する場合の氾濫初期における水面の不連続性を考慮するため、基本的には岩佐ら⁷⁾の手法を用いつつ、排水路に対して十字型のコントロールボリュームを用いたり、排水路を跨ぐ水の輸送の際に水位が十分高ければ排水路を無視するなどの改良を加えている。

また、排水路と並んで氾濫挙動に影響を及ぼす線状構造物として、連続盛土がある。これについては、岩佐ら⁷⁾と井上¹⁰⁾は格子境界に盛土を配置して越流公式から流量フラックスを求める方法を提示し、高橋ら⁹⁾は盛土も上述の十字型コントロールボリュームの地盤を高くすることで排水路網と同様の取り扱いができるとしている。

これらの解析はいずれもデカルト座標系モデルに基づくものであり、それゆえ上記のような工夫が必要とされた。これらのうちで最も簡便なのは、排水路については高橋ら⁶⁾の手法であり、盛土については岩佐ら⁷⁾・井上¹⁰⁾の手法である。すなわち、排水路を地盤の低くなった格子とみなし、その格子境界で盛土を認識することができれば、全格子に対して二次元非定常流の解析法が適用できる。さらに河川網を第2章における道路網に見立てれば、格子形成の柔軟性の高い解析手法を用いることによって、高橋ら⁶⁾の解析の抱える問題点を解消することができるばかりでなく、河川網や連続盛土をほぼ地形図どおりの形状で認識することができる。本章では、このような観点から、中川、綾瀬川などの中小河川網を取り出す形で領域を非構造格子に分割し、非構造格子モデルを適用した氾濫解析を行う。

3.3.2 非構造格子モデルの適用

図3.6に、領域を非構造格子に分割した図を示す。格子数は5426個である。格子生成の際には、なるべく格子形状が正三角形または正方形に近くなるように、またデカルト座標系による格子と極端に大きさが異ならないように配慮した。地盤高は3.2.2と同様、数値地図50mメッシュ(標高)を用いて、多角

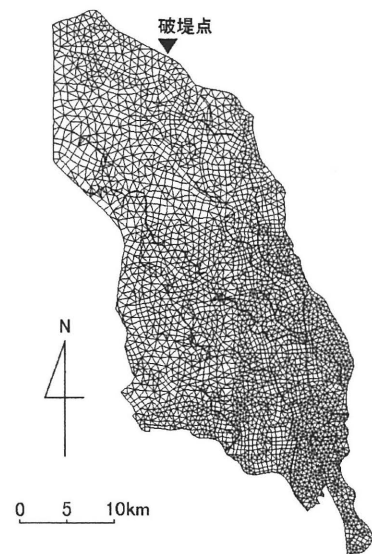


図3.6 解析格子(非構造格子モデル)

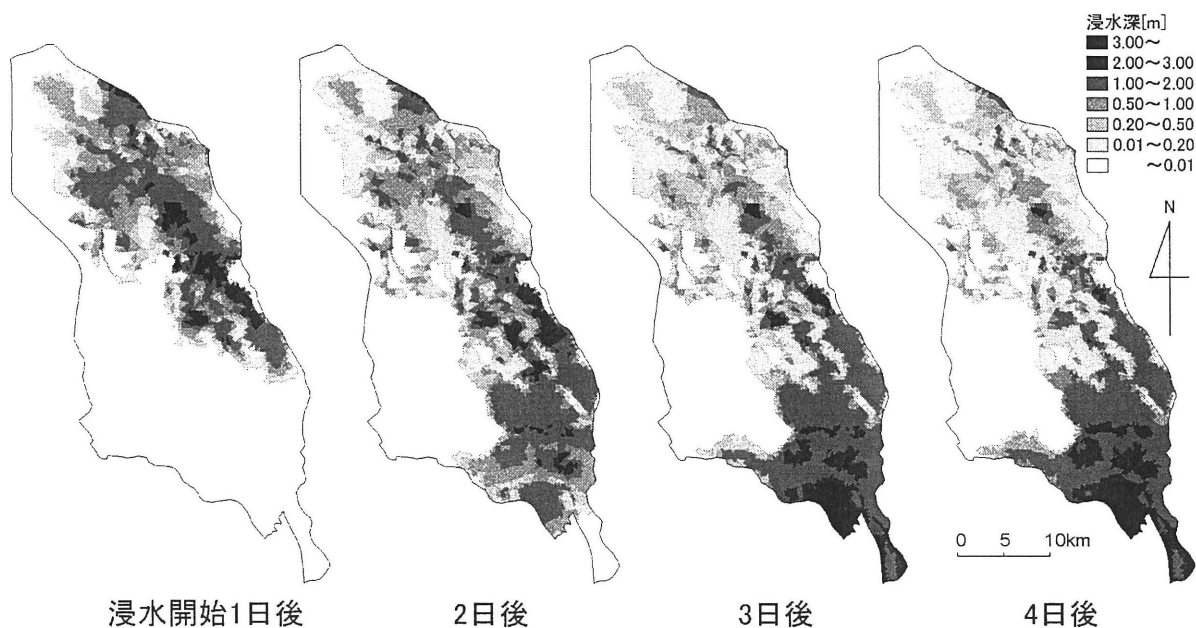


図 3.7 浸水深の時間変化 (非構造格子モデルの場合)

形の解析格子内に存在する座標点の標高データを単純に算術平均して作成した。

まずは非構造格子モデルとデカルト座標系モデルとの比較のため、3.2.2 と同様の条件下で氾濫解析を行う。すなわち、氾濫水の流入条件は、カスリーン台風時の破堤点から図 3.4 に示す流量が流入し、それ以外の境界は十分高い直立壁として氾濫水の排出は考えない。また、中小河川からの排水を考えない。粗度係数は全域で $n=0.067$ とし、 $\Delta t=0.5s$ とする。

図 3.7 は浸水深の時間変化であるが、これをデカルト座標系モデルの結果である図 3.5 と比較すると、両者はほぼ一致していることがわかる。したがって、周囲を高い直立壁で囲い中小河川も連続盛土も考慮しない簡単な条件のもとでは、デカルト座標系モデルと非構造格子モデルはほぼ同様の結果をもたらすことが確認された。

3.3.3 中小河川の影響

つぎに、非構造格子を用いて中小河川の影響を考慮した解析を行う。領域内の格子を、中小河川格子とそれ以外の堤内地格子に二分する。河川格子は 350 個で、対象領域に占める面積比は 1.7% である。図 3.8 には、中小河川として認識した河川を示してい

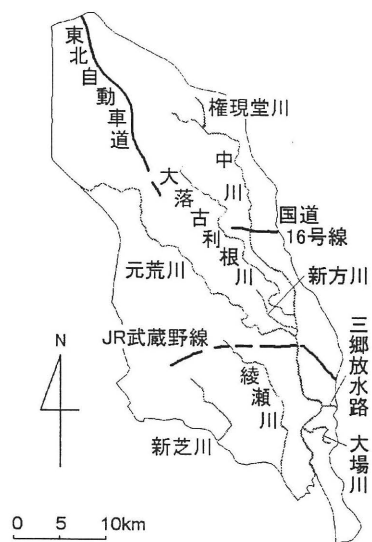


図 3.8 中小河川と連続盛土

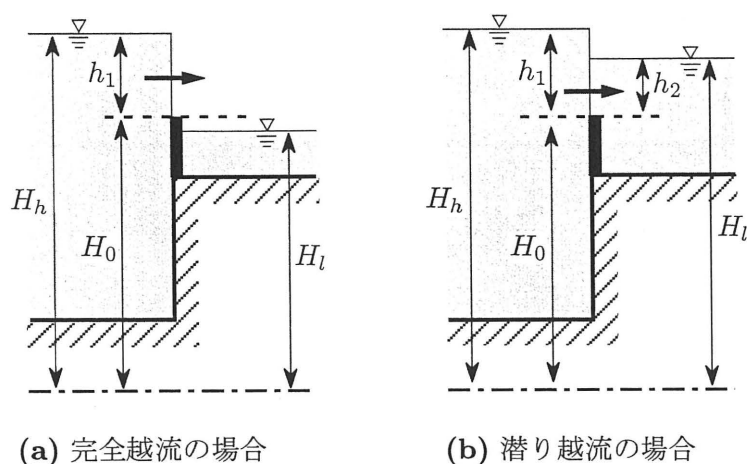


図 3.9 河川堤防の越流

る。これらの河川格子は、周囲の堤内地格子よりも地盤の低い長方形断面の掘り込み河道として取り扱う。掘り込み深さは、この格子の地盤高に国土交通省利根川上流工事事務所の資料を基にした河床の地盤高を与えて決定する。さらに河川格子と堤内地格子の境界には堤防を考慮して、それらには同事務所資料に基づいて堤防天端高を与える。また、河川格子と堤内地格子との間では次の本間の越流公式¹¹⁾を適用する。すなわち、図 3.9 に示すように、隣接する格子のうち低い方の水位を H_l 、高い方の水位を H_h 、堤防天端高を H_0 とし、 $h_1 = H_h - H_0$ 、 $h_2 = H_l - H_0$ とすれば、 h_1 と h_2 の比によって完全越流または潜り越流に場合分けして、 $h_1 > 0$ のときの流量フラックスを、 $h_2/h_1 \leq 2/3$ (完全越流) のとき

$$M = \mu' h_1 \sqrt{2gh_1} \cdot \cos \theta, \quad N = \mu' h_1 \sqrt{2gh_1} \cdot \sin \theta \quad (3.1)$$

$h_2/h_1 > 2/3$ (潜り越流) のとき

$$M = \mu'' h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \cdot \cos \theta, \quad N = \mu'' h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \cdot \sin \theta \quad (3.2)$$

で求める。ここに、 θ は式 (2.30) で定義される角度である。 μ' および μ'' は、完全越流および潜り越流時の流量係数で、それぞれ 0.35 および 0.91 とする。これらの概念図を図 3.10 に示す。粗度係数は、河川格子では 0.020、堤内地格子では 0.067 とする。下流端の境界条件は、中川、綾瀬川、新芝川、三郷放水路の各下流端の格子において、Manning の公式を用いた等流条件、すなわち、

$$Q_{out} = vA = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \cdot A = \frac{1}{n} \frac{(Bh)^{5/3}}{(B + 2h)^{2/3}} I^{1/2} \quad (3.3)$$

により、流出流量が求められる。ここで、 Q_{out} は上記河川の下流端から流出する流量、 A は流水断面積、 I は河床勾配、 R は径深、 B は川幅、 h は水深である。氾濫水の排出はこれらの河川の下流端でのみ考慮し、それ以外の領域境界は十分高い直立壁で囲まれているとする。また、これらの河

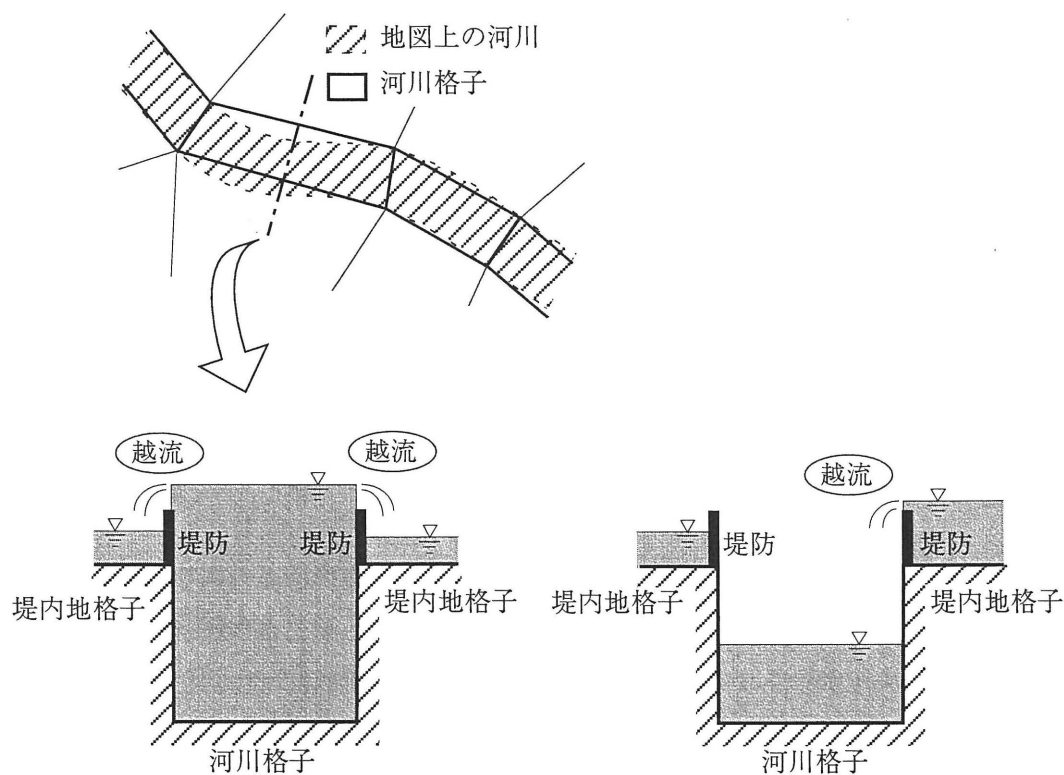


図 3.10 河川格子の取り扱い

川における初期条件には、表 4.1 に示す各河川の洪水時流量を時間的に一定としたときの不等流状態を与える．すなわち、この流量を各河川の上流端の格子に時間的に変化しないとして与え、下流端の境界条件を適用して十分長い時間計算した後、河川格子の水深が時間的に変化しなくなった状態を定常状態とみなして、その水深を各河川格子の初期条件として用いる．なお、この流量は、氾濫解析中も時間的に一定として与え続けることとする．

上記のような条件のもとで解析して得られた浸水深の時間変化を図 3.11 に示す．この結果を図 3.7 と比較すると、中小河川からの排水を考慮したために、下流端付近の浸水深が大きく低減し、さらに浸水域も綾瀬川の左岸側堤防によって堰き止められているのがわかる．さらに、この綾瀬川を

表 4.1 中小河川の洪水時流量

河川名	洪水時流量 [m ³ /s]
中川	54.8
大落古利根川	105.7
新方川	92.7
元荒川	89.5
綾瀬川	22.6
新芝川	33.4

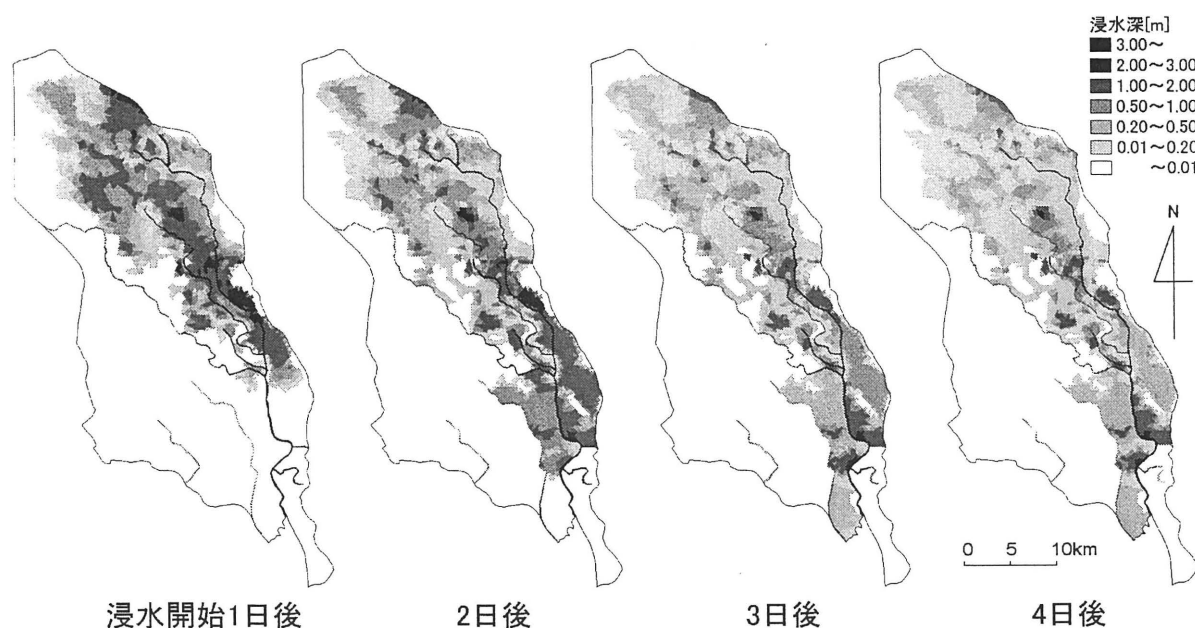


図 3.11 浸水深の時間変化 (中小河川を考慮した場合)

はじめとして、元荒川、中川、三郷放水路などにおいて、河川堤防によって氾濫域の拡大がせき止められている効果も確認される。図 3.11 を図 3.2 のカスリーン台風時浸水実績と比較すると、両者とも氾濫域が元荒川の左岸側、綾瀬川の左岸側までとなっており、三郷放水路より下流の中川左岸を除くとおおむね一致していることがわかる。これらのことから、本章で用いた手法によって、中小河川から氾濫水が排出される影響と、その堤防によって氾濫水が堰き止められている影響が適切に表現することができたと考えられる。

3.3.4 中小河川・連続盛土の影響

さらに、中小河川に加えて、領域内に存在する鉄道や道路などの連続盛土を考慮した解析を行う。本研究では、図 3.8 に示した、東北自動車道、国道 16 号線、JR 武蔵野線の連続盛土を格子境界で認識し、河川堤防の取り扱いと同様にこれを越流 (横断) する流量フラックスを式 (3.1)、(3.2) によって計算する。盛土が途切れている部分は、鉄道の高架や、周囲の地盤高の方が鉄道や道路の路面よりも高い切土部である。

浸水深の時間変化を図 3.12 に示す。領域の北西部の東北自動車道の盛土によって、氾濫域の拡大が遮断されているのが確認される。また、浸水開始 2 日後以降の浸水深をみると、JR 武蔵野線の盛土の上流側で浸水深が大きくなっており、ここで氾濫水が一部貯留されているが、盛土の途切れている箇所から一部は流下している。盛土よりも下流側で氾濫水の到達が遅れたり、浸水深が浅くなっているのは、盛土の上流側で貯留された氾濫水の一部が中小河川から排出されたことによ

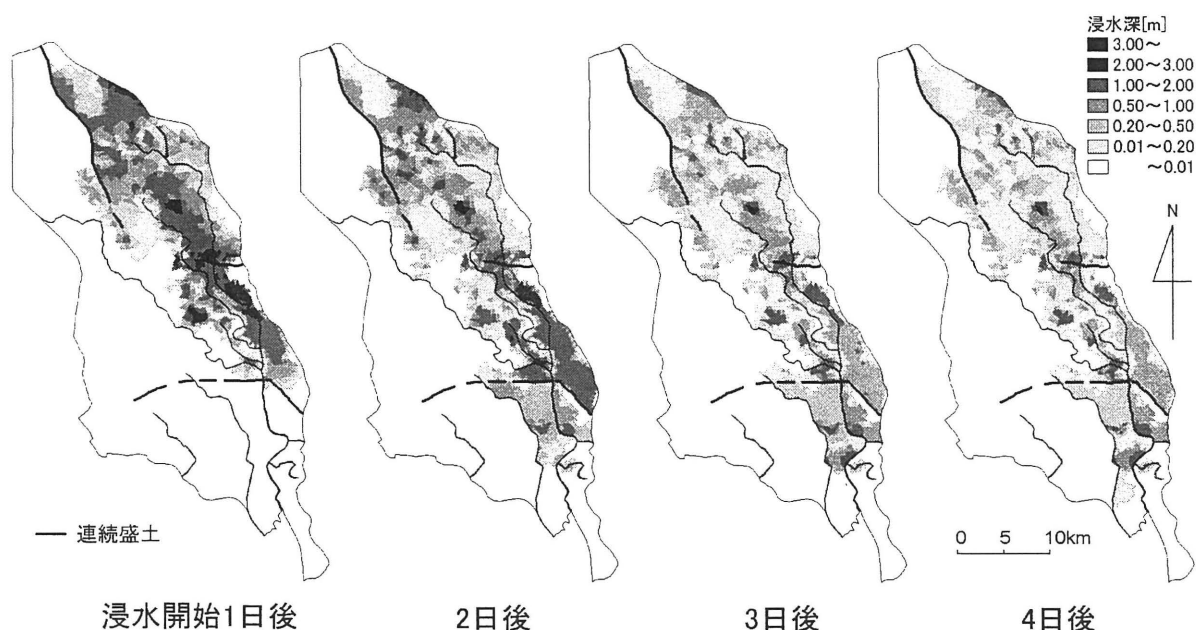


図 3.12 浸水深の時間変化 (中小河川・連続盛土を考慮した場合)

て氾濫原を伝わる水量が減少したためと考えられる。なお、国道 16 号線の盛土は、盛土部分が短いことと、周囲の地盤が比較的高いため浸水深が浅いことから、氾濫状況にはほとんど影響を与えていないことがわかる。

3.4 結語

本章では、氾濫解析モデルの適用例として、非構造格子モデルを利根川破堤による洪水氾濫解析に適用し、対象域の氾濫予測を行った。得られた結論をまとめると以下ようになる。

- (1) 中川・綾瀬川流域にデカルト座標系モデルと非構造格子モデルを適用し、排水路としての中小河川からの排水を考慮しないという条件下で解析を行ったところ、両者の結果はほとんど一致した。したがって、上記のような条件のもとでは、非構造格子モデルは従来の氾濫解析法とほぼ同じ結果をもたらすことが確認された。
- (2) 非構造格子を用いることで、領域内の中小河川網や連続盛土を、地形図に描かれている位置のままに解析格子に取り込むことができた。また、中小河川網は周囲の格子よりも地盤の低くなった格子の連続として、また連続盛土は格子境界上の越流堰としてそれぞれ認識するという解析手法を提示した。解析結果は、従来のデカルト座標系モデルによるものよりカスリーン台風時の浸水域をかなりよく再現しており、この手法によってこれらの線状構造物の影響が適切に表現されていることを確認した。

本章で提示した手法を用いれば、デカルト座標系モデルを用いていたときのような操作をすることなく、中小河川からの氾濫水の排水、河川堤防や連続盛土による氾濫水の遮断の影響を表現することができた。とくに長方形断面とみなすことのできる都市河川や水路に対してこの手法は有効であり、非構造格子モデルが複雑な形状の境界や構造物を考慮するのに適したモデルであることが改めて確認された。さらに、本章の手法に **2.3** の占有率、通過率や粗度係数の考え方を併用すれば、盛土にカルバートが存在する場合や、さらに高度な都市氾濫解析への応用なども可能であろう。

参考文献

- 1) 建設省編：建設白書 2000, p. 資 28, 2000.
- 2) 高崎哲郎：洪水、天ニ^ミ漫ツ — カスリーン台風の豪雨・関東平野をのみ込む —, 講談社, 1997.
- 3) 建設省 関東地方建設局 利根川上流工事事務所：利根川（小冊子）, 1995.
- 4) 建設省 関東地方建設局 利根川上流工事事務所・パシフィックコンサルタンツ株式会社：洪水対策調査報告書, 1995.
- 5) 滝沢正徳・戸田圭一・井上和也・川池健司・村瀬 賢：利根川流域の都市域における洪水氾濫解析, 土木学会平成 10 年度関西支部年講, pp.II-120-1-II-120-2, 1998.
- 6) 高橋 保・大久保賢治・中川 一：昭和 57 年長崎豪雨における中島川の洪水氾濫解析, 京都大学防災研究所年報, 第 26 号 B-2, pp.109-126, 1983.
- 7) 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文：氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp.305-317, 1980.
- 8) 井上和也：開水路非定常流とその水工学への応用に関する研究, 京都大学学位論文, pp.204-214, 1986.
- 9) 高橋 保・中川 一・笥 崇弘：排水路網を考慮した洪水氾濫解析, 京都大学防災研究所年報, 第 31 号 B-2, pp.617-632, 1988.
- 10) 井上和也：開水路非定常流とその水工学への応用に関する研究, 京都大学学位論文, pp.175-176, 1986.
- 11) 土木学会編：水理公式集, 昭和 60 年改訂版, pp.287-288, 1985.

第4章

内水氾濫災害

4.1 概説

2000年(平成12年)9月、愛知県を中心とする東海地方で未曾有の豪雨が発生し、名古屋市では2日間で年間降水量の約3分の1に相当する降雨が観測された。この豪雨によって多くの都市で内水氾濫が発生し、通信網・交通網が途絶えるなど、都市域は大混乱に陥った。なかでも名古屋市天白区野並地区の内水氾濫は、天白川上流域の急速な都市化により流域の遊水機能が低下したことや出水形態が変化したことから、天白川の水位が上昇、その背水効果のため支川の水位も上昇して他流域からの内水も流入した結果、河川堤防に囲まれた凹地状の野並地区では、一部で湛水深が2mを超える内水災害が発生した。

わが国では、名古屋市を含めた多くの都市が河川河口部の沖積平野に立地しており、低平地であることに加えて、堤内地の地盤高よりも洪水時の河川水位のほうが高くなっていて排水の難しい地域が多く、潜在的に内水氾濫の危険性をもっているといえよう。1960年代以降、都市水害の原因に占める内水氾濫のウェイトは相対的に高くなり、東海豪雨災害に代表されるように内水氾濫は今日に至っても各地で甚大な被害をもたらしている。そのため、これまでも水理学的あるいは水文学的なアプローチから内水氾濫を取り扱った研究が数多くなされてきた。

内水氾濫を解析する際には下水道網からの雨水排除が大きく影響するため、内水氾濫に限らずに下水道のモデル化に着目すると、以下のものが挙げられる。

武田ら¹⁾は、下水道の管径と管長から算出した容積をもつ貯留槽で下水道網を仮定した簡易なモデルを用いている。吉田²⁾は、領域を斜面系、管渠系枝線部、管渠系幹線部に分割し、それぞれに単位図法、貯留関数法、dynamic waveモデルを適用した解析を行っている。下水道を取り扱う際にはしばしば管路流(満管状態)が発生するが、中村ら³⁾は、氾濫流、河道流、下水管流から構成されるモデル化を行い、下水管流には一次元不定流モデルを用いて満管時のピエゾ水頭を考慮した解析を行っている。また、渡辺ら⁴⁾は、下水管渠の頂部に仮想のスロットを設けることによって下水道管渠内の管路・開水路の両状態を同一の基礎式で表現することのできるスロットモデルを導入

した詳細なモデル化を行っている。

これらの研究では数 $\text{km}^2 \sim 10\text{km}^2$ 程度の領域を対象としたものが多い。しかし、東海豪雨時の浸水域をみると、新川沿川で 19km^2 、天白川沿川で 10km^2 に達している^{5),6)}のをはじめ、都市河川の沿川の連続した広い範囲で内・外水氾濫が生じており⁷⁾、しかもこれらは下水道の雨水排水能力のみならず、(地表面流として)他の集水区から流入してくる氾濫水やポンプ排水先の河川水位などが複雑に影響し合っていることから、とくに水路網・都市河川網の発達した都市域では河川流域を基にしたモデルを構築することが必要である。

河川流域全体を対象とした解析では、Dutta ら⁸⁾が、下水道は考慮していないものの一次元的な河道流モデルと二次元的な地表面流モデルを結合し、さらに水文学的な手法による不飽和層への浸透や中間流、地下水流を含めたモデルを構築している。また、戸田ら⁹⁾は山地からの流出解析結果を境界条件とし、市街地では河川からの溢水氾濫、内水氾濫、下水道による排水過程を取り扱ったモデルを提示して、京都市域の中心部に適用した氾濫解析を行っている。ただし、対象領域が広域なため下水道モデルは簡略化されており、下水道に取り込まれた雨水は設計流速と流下距離から得られた流下時間が経過した後、終末処理場より領域外に排水されるとしている。

本研究では、戸田らの解析に加えて、下水道網の流下能力および下水道の排水先となる河川網の洪水流下機構を含めた、都市域の内水氾濫プロセスを総合的に取り扱うことのできるモデルを構築する。さらにこのモデルを、典型的な低平地で深刻な内水氾濫の問題を抱える大阪府の寝屋川流域に適用し、豪雨時における対象領域の危険性について検討する。

4.2 統合型氾濫解析モデル

内水氾濫は、降雨量がポンプ場の処理能力や下水道の排水能力を超えた場合、あるいは河川水位が高く、雨水を河川網に排水できない場合に生じる。本研究では、内水氾濫の解析を行うにあたり、**図 4.1(a)** に示すように、河川流域を

1. 山地部
2. 河川網
3. 下水道網
4. 堤内地

に分割したモデル化を行う。

1. 山地部では、kinematic wave モデルを用いて山地河川からの流出流量を求める。
2. 河川網では、特性曲線法を用いて一次元不定流解析を行う。
3. 下水道網では、流下能力の上限を考慮した雨水排水過程のモデル化を図り、流末ポンプ場から

河川網に排水される流量を求める。

4. 堤内地では、2.2.3 に記述した非構造格子モデルを用いて氾濫流の平面二次元解析を行う。

図 4.1(b) は、以上のサブシステムをまとめた統合型氾濫解析モデルである。つまり、山地部からの流出流量は河川網の横流入流量となる。堤内地の雨水は下水道（一部の集水区ではさらに中小河川）を介して河川網に排水され、排水しきれない雨水が堤内地を二次元的に氾濫する。ただし、本研究では、堤内地から河川網への直接の排水、および河川網から堤内地への溢水氾濫は生じないものとしてモデルに組み込んでいない。

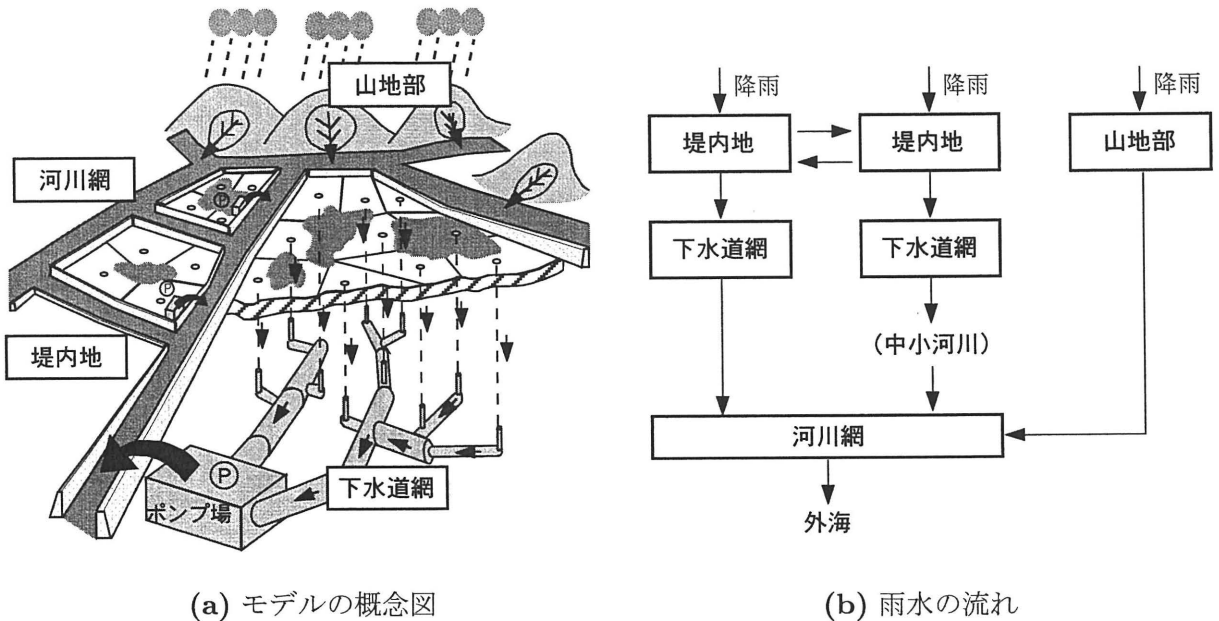


図 4.1 河川流域概念図

4.2.1 山地部からの雨水流出

山地部の雨水の流出は、斜面上の雨水流（斜面流）とそれらを集めて流下する河道の流れ（河道流）から成り立つものと考えられる。本研究では、kinematic wave モデルを基にした以下の基礎式を用いる。

<斜面流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q'}{\partial x} = r_e \quad (4.1)$$

$$q' = \alpha h^{m'} \quad (4.2)$$

ここに、 x は一次元の空間座標（主流方向の下向きにとられる）、 t は時間、 q' は斜面単位幅流量、 r_e は有効降雨量（ $r_e = f \cdot r$ 、 f は流出率、 r は降雨強度）、 h は水深、 α 、 m' は定数であり、斜面勾配 θ_s と Manning 則の式形を用いると $m' = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta_s} / N$ 、 N は等価粗度である。

<河道流>

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} = \frac{q_s}{B_r} \quad (4.3)$$

$$q = \alpha h^{m'} \quad (4.4)$$

ここに、 q は河道の単位幅流量、 q_s は斜面からの単位長さあたりの横流入流量、 B_r は河道幅である。また、河床勾配を θ_r とし、Manning 則を用いると $m' = 5/3$ 、 $\alpha = \sqrt{\sin \theta_r}/n$ 、 n は Manning の粗度係数である。

本研究では、斜面流については特性曲線法 (kinematic wave 法) により河道への横流入流量を計算し、河道流については Leap-Frog 法に基づく差分法で最下流端での流出流量を計算する。

4.2.2 河川網における洪水追跡

本研究で用いた一次元不定流解析の基礎式は、次の連続式と St. Venant 式である。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (4.5)$$

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial x} = s_0 - s_f \quad (4.6)$$

ここに、 A は流水断面積、 Q は流量、 q は x 方向の単位長さあたりの横流入流量 (流入を正とする)、 $v = Q/A$ は断面平均流速、 $s_0 = \sin \theta$ は水路底勾配で、基準面から河床までの高さを z とすれば、 $\sin \theta = -dz/dx$ 、

s_f は摩擦勾配で、抵抗則として Manning 公式を用いるとき、 $s_f = n^2 v |v| / R^{4/3}$ (n は Manning の粗度係数、 R は径深)、 h は水深、 g は重力加速度である。

式 (4.5)、(4.6) を特性曲線による表示に改め、図 4.2 を参照して以下のように差分化する。

正の特性曲線 $(dx/dt)_+ = v + c$ について、断面 $i-1$ と i との間で成立する差分式は、

$$\begin{aligned} & \left(\frac{1}{B_s} \right)_i \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_i^n - Q_{i-1}^n}{\Delta x_{i-1}} - q_{i-1}^n \right) \\ & + c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{ti}^n - H_{ti-1}^n}{\Delta x_{i-1}} + \frac{s_{fi-1}^n + s_{fi}^n}{2} \right) = 0 \end{aligned} \quad (4.7)$$

である。また、負の特性曲線 $(dx/dt)_- = v - c$ について、断面 i と $i+1$ との間で成立する差分式は、

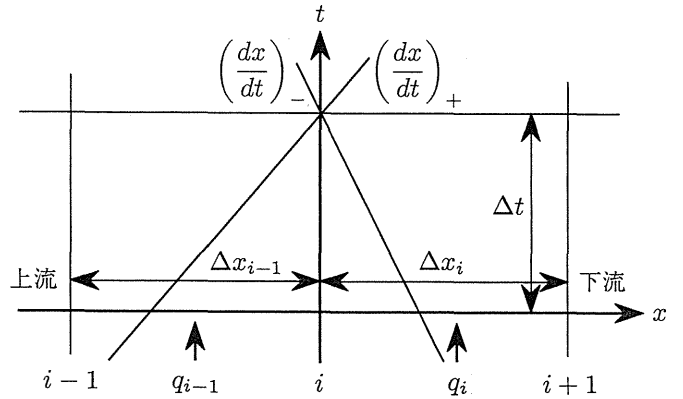


図 4.2 特性曲線法

$$\left(\frac{1}{B_s}\right)_i^n \left(\frac{A_i^{n+1} - A_i^n}{\Delta t} + \frac{Q_{i+1}^n - Q_i^n}{\Delta x_i} - q_i^n \right) - c_i^n \left(\frac{1}{g} \frac{v_i^{n+1} - v_i^n}{\Delta t} + \frac{H_{t,i+1}^n - H_{t,i}^n}{\Delta x_i} + \frac{s_{f,i}^n + s_{f,i+1}^n}{2} \right) = 0 \quad (4.8)$$

である。ただし、 Δx_i は断面 i と $i+1$ の区間距離、 $B_s = (\partial A / \partial h)_{x:\text{const}}$ は水面幅、 $c = \sqrt{gA/B_s}$ は波速、 $H_t = v^2/(2g) + h + z$ は全エネルギー水頭である。

河川網の計算は、以下に示す井上ら¹⁰⁾の方法を用いる。まず、河川網は次のようにしてネットワーク化する。

1. ノードは分合流点（内部ノード）、および境界条件が課せられる点（外部ノード）とする。
2. リンクは両端にノードをもつ河道である。
3. ノードは点であって、面積は0とする。
4. 河道（リンク）には向きを定め、これに従って上流、下流を区別する。
5. 河道にはいくつかの横断面（計算断面）を設定する。ただし、河道の上流側ノードの直下流、下流側ノードの直上流には、必ず横断面を設ける（ノード断面）。ノード断面以外の横断面を中間断面とよぶ。

計算手順は以下のとおりである。

中間断面

式(4.7), (4.8)を連立させ、未知量 A_i^{n+1} , v_i^{n+1} を陽的に求める。流量は $Q_i^{n+1} = A_i^{n+1}v_i^{n+1}$ である。

内部ノード

このノードを上流端とする河道においては式(4.8)、下流端とする河道においては式(4.7)を適用する。さらに、このノードを構成するノード断面では水位は全て等しいこと、このノードに流入する流量の和と流出する流量の和とが等しいことから解が求まる。

外部ノード

境界条件によって計算法を変える必要がある。例えば、上流端に流量が与えられた場合は式(4.8)と与えられた流量から解が求められる。また、下流端で水位が与えられた場合は、式(4.7)と与えられた水位から解が求められる。

4.2.3 下水道網による排水過程

堤内地格子に降った雨水は、枝線下水道、幹線下水道、ポンプ場を経由して河川網に排水される。そこで、下水道による雨水の排水過程を以下のようにモデル化する。また、その概念図を図4.3に

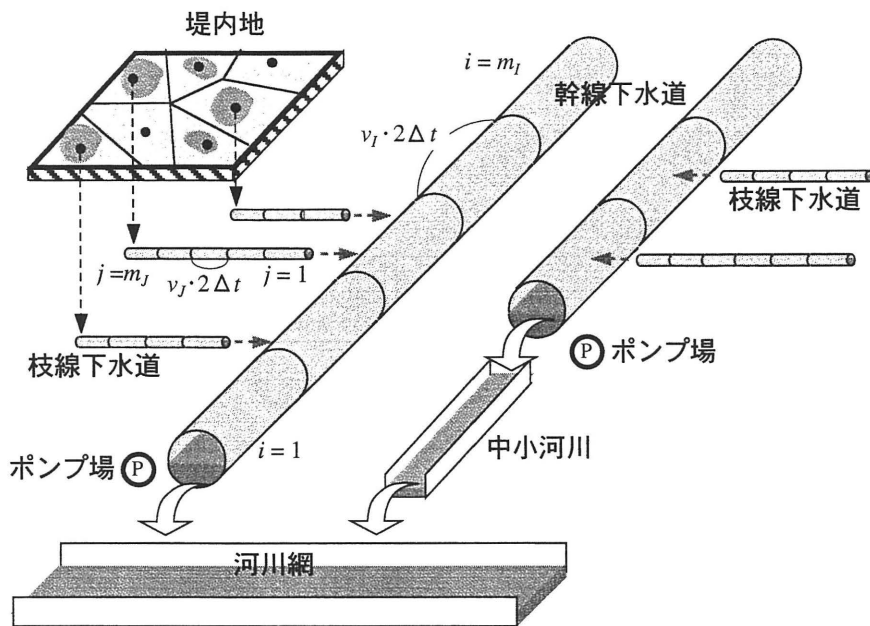


図 4.3 下水道モデル

示す。

ポンプ場は、それぞれ最大処理能力 Q_{pu} をもつ。ポンプ場から排水された雨水は直ちに河川網、あるいは河川網につながる中小河川に排水される。すなわち、ポンプ場内の貯留は考えないこととする。

幹線下水道網はツリー状の接続関係を有する。すなわち、雨水は上流側の複数の（あるいは1本の）幹線から下流側の1本の幹線に流下するようになっており、そのいくつかの接合部分あるいは最下流端幹線の下流端にポンプ場が存在する。幹線下水道 I は設計流速 v_I 、設計流量 q_I をもっており、この値は幹線下水道 I 内ではその位置によらず一定とする。幹線内の雨水は設計流速 v_I で流下すると考え、1計算ステップ ($2\Delta t$) 間の流下距離 ($v_I \cdot 2\Delta t$) ごとに幹線下水道を縦断方向に分割（この1分割をセグメントとよぶ）し、1計算ステップごとに1つ下流側のセグメントに雨水を流下させる。幹線 I のセグメント数を m_I として、下流側から順に $i = 1, 2, \dots, m_I$ と番号を付す。幹線内の流量は設計流量 q_I を超えないとして、各セグメントに存在する水量の上限を $q_I \cdot 2\Delta t$ とする。実際の計算では、セグメント $i+1$ から i への流下量を決定するとき、流下後のセグメント i の水量が $q_I \cdot 2\Delta t$ を超えないよう、（セグメント $i+1$ に存在する水量）と（セグメント i の空き容量）の小さいほうの値を流下量とする。

枝線下水道の流路は、各堤内地格子の重心から最寄りの幹線下水道に到達する最短距離の線分で表現され、各格子につき1本ずつ存在するとする。枝線下水道 J の流速 v_J 、流量 q_J には、排水先幹線下水道の値を用いる。幹線下水道と同様、枝線下水道も縦断方向に $v_J \cdot 2\Delta t$ の距離をもつセグメントに分割し、 m_J をセグメント数として、下流側から順に $j = 1, 2, \dots, m_J$ と番号を付す。枝線

内を流れる雨水も、幹線のとときと同様の取り扱いをする。

(1) 幹線下水道の解析

幹線下水道の解析には、以下の式を用いる。

$$V_{I,i}^{n+3} = V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} + \Delta V_{J,0}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2} \quad (4.9)$$

ここに、 $V_{I,i}$ は幹線下水道 I の i 番目のセグメントに存在する水量、 $\Delta V_{I,i}$ は $2\Delta t$ 間のセグメント $i+1$ からセグメント i に流下する水量、すなわち上式の右辺第2項、第3項はそれぞれセグメント i への流入、セグメント i からの流出を表す。 $\Delta V_{J,0}$ は $2\Delta t$ 間の枝線下水道 J の下流端セグメントからの流入水量、 $\Delta V_{pu,I,i}$ は $2\Delta t$ 間のポンプ場への流出水量で、 $i \neq 1$ のとき、あるいは $i = 1$ でポンプ場が存在しないときは $\Delta V_{pu,I,i} = 0$ である。セグメント i に関する各値の概念を図4.4に示す。

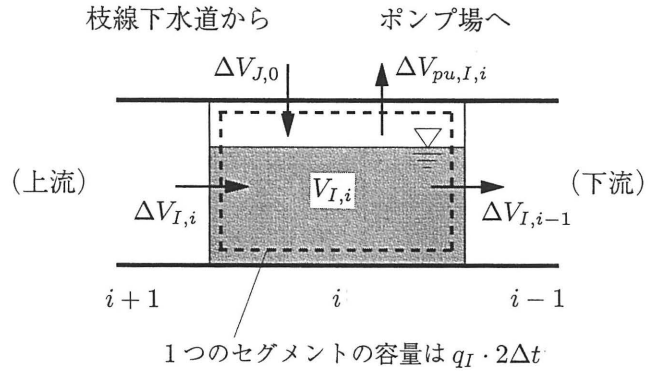


図4.4 幹線下水道の計算に用いる変数

各値は以下のようにして求める。

(i) $\Delta V_{pu,I,i}$

$i = 1$ かつポンプ場が存在するとき

ポンプ場に幹線下水道 I を含めた k 本の幹線が接続しているとする。幹線 I からポンプ場への流出水量 $\Delta V_{pu,I,1}^{n+2}$ は、 $2\Delta t$ 間のポンプ場の排水能力 ($Q_{pu} \cdot 2\Delta t$) と k 本の幹線下水道の下流端セグメントに存在する総水量 ($\sum_{l=1}^k V_{I,l}^{n+1}$) の大小関係により、次のように場合分けして求める。

(a) $Q_{pu} \cdot 2\Delta t < \sum_{l=1}^k V_{I,l}^{n+1}$ のとき

$$\Delta V_{pu,I,1}^{n+2} = \frac{Q_{pu} \cdot 2\Delta t}{k} \quad (4.10)$$

(b) $Q_{pu} \cdot 2\Delta t \geq \sum_{l=1}^k V_{I,l}^{n+1}$ のとき

$$\Delta V_{pu,I,1}^{n+2} = V_{I,1}^{n+1} \quad (4.11)$$

それ以外の場合

$$\Delta V_{pu,I,i}^{n+2} = 0 \quad (4.12)$$

(ii) $\boxed{\Delta V_{I,i}}$ $i = 1$ のときの $\Delta V_{I,0}$

$i = 1$ のセグメントから下流側に接続している幹線 I' への流下量 $\Delta V_{I,0}$ について考える（下流側に接続する幹線が存在しなければ、 $\Delta V_{I,0} = 0$ である）。この下流側幹線 I' に幹線 I を含めた k 本の幹線が接続しているとする、 $\Delta V_{I,0}^{n+2}$ は、幹線 I' の上流端セグメント $m_{I'}$ の空き容量 $(q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2}))$ とポンプ排水後に k 本の幹線の下流端セグメントに存在する総水量 $(\sum_{l=1}^k (V_{I_l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I_l,1}^{n+2}))$ の大小関係により、次のように場合分けして求める。

(a) $q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2}) < \sum_{l=1}^k (V_{I_l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I_l,1}^{n+2})$ のとき

$$\Delta V_{I,0}^{n+2} = \frac{q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2})}{k} \quad (4.13)$$

(b) $q_{I'} \cdot 2\Delta t - (V_{I',m_{I'}}^{n+1} - \Delta V_{I',m_{I'}-1}^{n+2}) \geq \sum_{l=1}^k (V_{I_l,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I_l,1}^{n+2})$ のとき

$$\Delta V_{I,0}^{n+2} = V_{I,1}^{n+1} - \Delta V_{pu,I,1}^{n+2} \quad (4.14)$$

 $1 \leq i \leq m_I - 1$ のとき

上流端セグメント以外では、セグメント i の空き容量 $(q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}))$ とセグメント $i+1$ に存在する水量 $(V_{I,i+1}^{n+1})$ のうち、小さいほうの値を流下水量 $\Delta V_{I,i}^{n+2}$ とする。

$$\Delta V_{I,i}^{n+2} = \min \left\{ q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}), V_{I,i+1}^{n+1} \right\} \quad (4.15)$$

このときの計算過程を図 4.5 に示す。図中①は計算ステップ $n+1$ の状態である。②はセグメント i から下流側へ流下した後の状態であり、このときのセグメント i の空き容量とセグメント $i+1$ に存在する水量から、流下水量 $\Delta V_{I,i}^{n+2}$ を決定する。 $\Delta V_{I,i}^{n+2}$ は図の破線で囲まれた部分のうちの小さい方とする。③はこの $\Delta V_{I,i}^{n+2}$ の水量がセグメント $i+1$ から i に流下した後の状態であり、つぎにセグメント $i+1$ の空き容量とセグメント $i+2$ に存在する水量から $\Delta V_{I,i+1}^{n+2}$ を決定するというように、この手順を順に上流に向かって進めていく。

 $i = m_I$ のとき

上流端セグメントでは、その上流側に k' 本の幹線が接続しているとして、流下量 $\Delta V_{I,m_I}^{n+2}$ は次式から求める（上流側に接続する幹線が存在しなければ、 $\Delta V_{I,m_I}^{n+2} = 0$ である）。

$$\Delta V_{I,m_I}^{n+2} = \sum_{l=1}^{k'} \Delta V_{I_l,0}^{n+2} \quad (4.16)$$

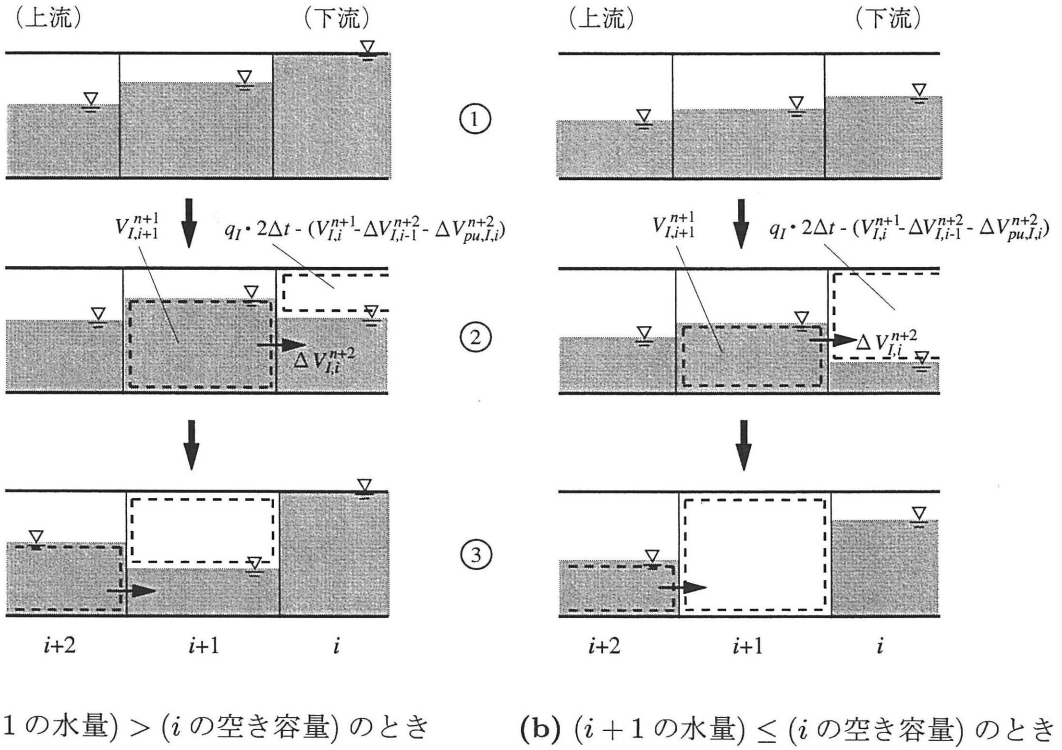


図 4.5 幹線下水道での計算過程

(iii) $\Delta V_{J,0}$

幹線セグメントの空き容量 $(q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}))$ と枝線 J の下流端セグメントに存在する水量 $(V_{J,1}^{n+1})$ のうち、小さいほうの値を枝線下流端からの流入水量 $\Delta V_{J,0}^{n+2}$ とする。ただし、 $V_{J,j}$ は枝線下水道 J の j 番目のセグメントに存在する水量とする。

$$\Delta V_{J,0}^{n+2} = \min \left\{ q_I \cdot 2\Delta t - (V_{I,i}^{n+1} + \Delta V_{I,i}^{n+2} - \Delta V_{I,i-1}^{n+2} - \Delta V_{pu,I,i}^{n+2}), V_{J,1}^{n+1} \right\} \quad (4.17)$$

(2) 枝線下水道の解析

枝線下水道の解析には、以下の式を用いる。

$$V_{J,j}^{n+3} = V_{J,j}^{n+1} + \Delta V_{J,j}^{n+2} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2} \quad (4.18)$$

ここに、 $\Delta V_{J,j}$ はセグメント $j+1$ からセグメント j に流下する水量、すなわち上式の右辺第2項、第3項はそれぞれセグメント j への流入、セグメント j からの流出を表す。

(iv) $\Delta V_{J,j}$

$1 \leq j \leq m_J - 1$ のとき

セグメント j の空き容量 $(q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,j}^{n+1} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2}))$ とセグメント $j+1$ に存在する水量 $(V_{J,j+1}^{n+1})$

のうち、小さいほうの値を流下水量 $\Delta V_{J,j}^{n+2}$ とする.

$$\Delta V_{J,j}^{n+2} = \min \left\{ q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,j}^{n+1} - \Delta V_{J,j-1}^{n+2}), V_{J,j+1}^{n+1} \right\} \quad (4.19)$$

$j = m_J$ のとき

堤内地格子から枝線上流端セグメントへの流入水量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ については、**4.2.4(1)** で詳述する.

(3) 中小河川の解析

ポンプ場から排水された雨水は、中小河川を通して河川網に排水される場合もある. これらの河川は長方形断面の一次元排水路として考え、以下の式を適用する.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q_{in}}{B} \quad (4.20)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial(uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 |M| M}{h^{7/3}} \quad (4.21)$$

ここに、 q_{in} はポンプ排水による x 方向の単位長さあたりの横流入流量、 B は川幅である. 下流端では、段落ちの式 (2.9) によって河川網への流出流量を求める.

4.2.4 堤内地の内水氾濫

堤内地は **2.2.3** の非構造格子モデルを用いて解析する. 基礎式は、以下の連続式、および対象領域が低平地であるため式 (2.2),(2.3) の移流項を省略した運動量式を用いる.

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = r_e - q_{out} \quad (4.22)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (4.23)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (4.24)$$

ここに、 q_{out} は堤内地から下水道網への単位面積あたりの雨水排水流量である.

(1) 水深の計算

計算ステップ $n+3$ における水深はつぎの手順で計算する.

1. 地表面の氾濫解析を行い、暫定的な水深として時刻 $t + \delta t$ での水深 \hat{h}_M^{n+2} を求める (ただし、 $t = (n+1)\Delta t$, δt は ε を $\varepsilon > 0$ の十分小さな時間として $\delta t = 2\Delta t - \varepsilon$ である).
2. $2\Delta t$ 間に堤内地格子 M から枝線下水道に排水される水量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2} (= q_{out} \cdot A_M \cdot 2\Delta t)$ を決定する.
3. 枝線下水道への排水後の水深を、計算ステップ $n+3$ の水深 h_M^{n+3} とする.

以下にその方法を詳しく述べる．

連続式を用いて，時刻 $t + \delta t$ の堤内地格子の水深 \hat{h}_M^{n+2} を計算する．連続式 (4.22) を以下のように差分化する．

$$\frac{\hat{h}_M^{n+2} - h_M^{n+1}}{\delta t} + \frac{1}{A_M} \sum_{l=1}^m \{M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l\} = r_e \quad (4.25)$$

ただし，実際の計算では $\delta t = 2\Delta t$ と近似する．

格子 M には枝線下水道への最大排水流量 Q_M が与えられている． Q_M は，格子 M の排水先幹線下水道の設計流量 q_I を，その幹線に排水する格子の面積で按分するよう，以下の式で定義される．

$$Q_M = \frac{A_M}{\sum_{k=1}^{K_I} A_k} q_I \quad (4.26)$$

ここに， I は格子 M の排水先の幹線下水道， K_I は幹線下水道 I に排水する格子数， A_k は格子 k の面積である．

$2\Delta t$ 間に格子 M から枝線下水道へ排水される水量 $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ は，枝線上流端セグメントの空き容量 ($q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,m_J}^{n+1} - \Delta V_{J,m_J-1}^{n+2})$)， $2\Delta t$ 間の格子の排水能力 ($Q_M \cdot 2\Delta t$)，時刻 $t + \delta t$ に格子 M に存在する氾濫水量 ($A_M \hat{h}_M^{n+2}$) のうちの最小値を用いる．すなわち，

$$\Delta V_{J,m_J}^{n+2} = \min \{q_J \cdot 2\Delta t - (V_{J,m_J}^{n+1} - \Delta V_{J,m_J-1}^{n+2}), Q_M \cdot 2\Delta t, A_M \hat{h}_M^{n+2}\} \quad (4.27)$$

である． h_M^{n+3} は，この水量が枝線下水道に流下した後の格子水深であり， $\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$ を用いて以下のように求める．

$$h_M^{n+3} = \hat{h}_M^{n+2} - \frac{\Delta V_{J,m_J}^{n+2}}{A_M} \quad (4.28)$$

(2) 運動量式

運動量式は，移流項を省略する以外は 2.2.3 と同様の考え方にに基づき，以下の差分式を用いる．

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x - \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (4.29)$$

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y - \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (4.30)$$

最後に，下水道と堤内地の各変数の計算手順を図 4.6 に示す．計算は，下流端幹線下水道の下流端から，上流側となる堤内地に向かって進めていく．図に示すように，まずポンプ場への排出水量 ($\Delta V_{pu,i}^{n+2}$) を決定し，その後幹線下水道の下流側から上流側に向かって順次幹線内の流下水量 ($\Delta V_{I,i}^{n+2}$) を決定し，つぎに枝線内の流下水量 ($\Delta V_{J,j}^{n+2}$)，堤内地格子から下水道への流下水量

($\Delta V_{J,m_J}^{n+2}$) を求めて最終的に時間ステップ $n+3$ での幹線下水道の水量 ($V_{I,i}^{n+3}$), 枝線下水道の水量 ($V_{J,j}^{n+3}$), 格子の水深 (h_M^{n+3}) を決定する.

4.3 寝屋川流域への適用

4.3.1 対象領域

図 4.7 に示すように, 本モデルを適用する寝屋川流域は, 東側を生駒山地, 西側を上町台地, 南北をそれぞれ大和川, 淀川に囲まれた流域である. ただし, 豪雨時には, 寝屋川上流部の打上川, たち川流域および寝屋川導水路以北の堤内地の雨水は, 寝屋川導水路から太間排水機場を通して淀川に排水されるため, 本研究では, 山地部は讃良川以南, 堤内地は寝屋川導水路以南を計

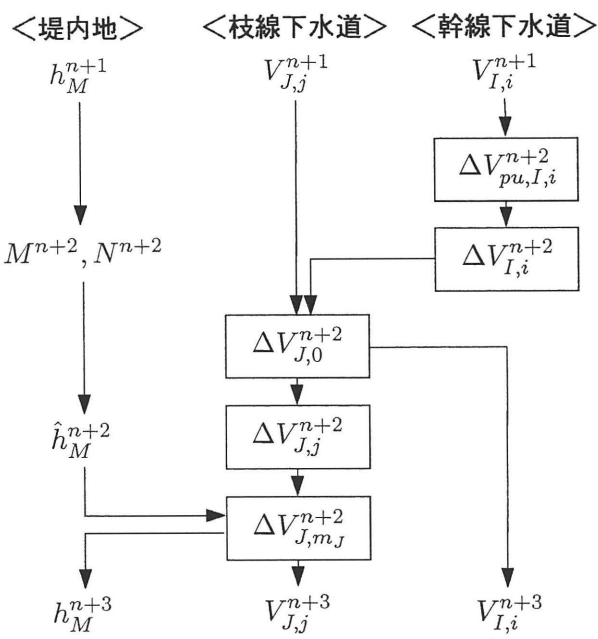


図 4.6 堤内地および下水道の計算手順

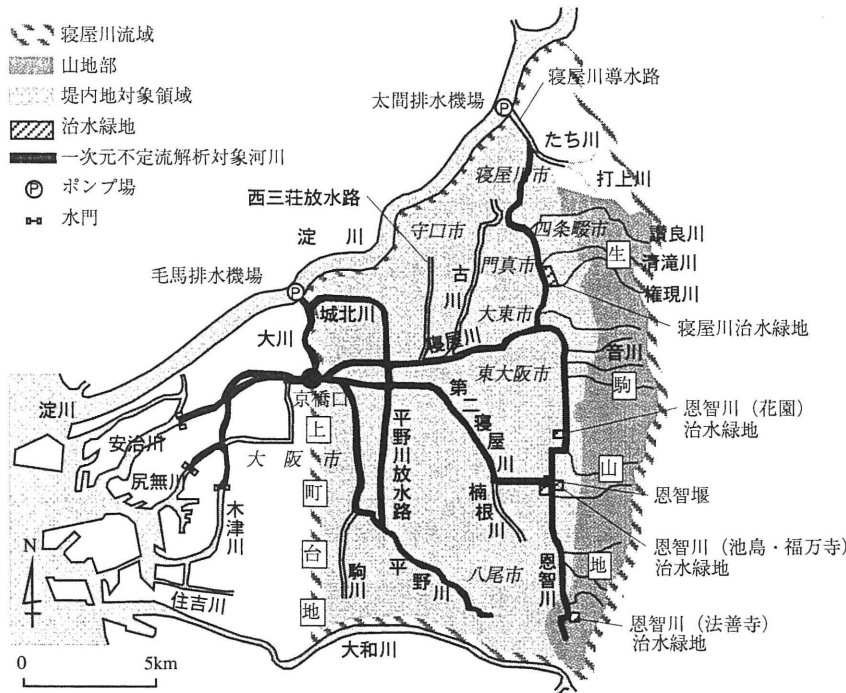


図 4.7 対象領域

算対象領域としている。なお、対象とした河川網の総延長は 89km、山地部、堤内地の面積はそれぞれ 49km²、197km² である。

4.3.2 解析モデルの適用

(1) 山地部

本研究で対象とする山地部には 24 の河川が存在し、寝屋川河川網に流出している。これらの河川流域は生駒山地の西側斜面にあり、大半は同じような特性をもっていると考えられるため、本研究では代表として音川流域 (流域面積 2.5km²) の流出流量を求め、ほかの流域にはこの流量を流域面積に応じて比例配分する。ただし、北部の権現川、清滝川、讃良川の 3 河川流域 (流域面積はそれぞれ 3.9km²、2.6km²、3.9km²) は、音川と流域特性が異なっている可能性があるため、個々に流出流量を算出する。

本研究では、1/10,000 の地形図上で流域を斜面分割し、斜面勾配、斜面長にはその地形図より読み取った値を用いる。河道は 20m 間隔で分割し、各断面の河床高、川幅は 1/2,500 の地形図より読み取る。

流出解析の際の流出率 f は 0.8、等価粗度 N は 1.0、河道の粗度係数 n は 0.020 とする。

(2) 河川網

河川網は、大阪府や(株)ニュージェック¹¹⁾の資料を参考に 417 の断面に分割し、ネットワーク化する。また、計算に先立ち、得られた断面データより個々の断面の水位と断面積、水位と径深との関係を用意する。

上流端境界条件として、恩智川で 2.0m³/s、寝屋川・平野川で 1.0m³/s、権現川・第二寝屋川で 0.5m³/s の一定流量を与える。下流端境界条件として、安治川、尻無川および木津川の防潮水門設置箇所で大阪湾朔望平均満潮位 (O.P. +2.2m) を一定潮位として与える。粗度係数は 0.020 とする。これらの条件を与えて、各断面の水位・流量が変化しなくなった状態を定常状態として、計算開始時の河川網の初期条件とする。

河川網に関連する洪水処理施設として、本研究では、4 つの治水緑地への貯留、毛馬排水機場から淀川への排水を考慮する。また、恩智川の流水は恩智堰 (堰高 : O.P.+5.50m、堰長 : 26.0m) を越流して第二寝屋川に分流するようになっているが、この越流堰の影響も考慮する。これらの施設については、以下の方法で河川網から洪水が排水されるとする。

治水緑地・恩智堰

治水緑地の諸元は表 4.1 に示すとおりである。河川水位が越流堰高を超えると、流水が治水緑地に流入する。恩智堰では、恩智川の水位が上昇して堰の高さを超えると、洪水が第二寝屋川に分流する。本研究では、各越流堰における単位幅あたりの流量を越流公式 (2.10) より求める。

表 4.1 治水緑地の諸元

治水緑地名	越流堰高 [m](O.P.)	越流幅 [m]	貯留量 [$\times 10^3 \text{ m}^3$]
寝屋川治水緑地	4.75	250	1,460.0
恩智川 (花園) 多目的遊水地	6.30	150	320.0
恩智川治水緑地 (池島・福万寺)	6.65	300	1,650.0
恩智川 (法善寺) 多目的遊水地	13.60	150	161.0
計			3,591.0

毛馬排水機場

毛馬排水機場の稼動条件は、大阪府や(株)ニュージェック¹¹⁾の資料から、京橋口の水位がO.P.+2.4m以上で稼動し始め、O.P.+2.3m以下で停止し始めるとする。また、ポンプ排水流量は、ポンプ最大能力(200m³/s)に達するまでの時間を50分、完全停止に要する時間を2時間30分とし、それらに至るまでは時間に比例して変化させる。

(3) 下水道網

対象領域内には、大小さまざまな下水道管があり、そのすべてを考慮することは不可能に近い。そこで、本研究ではまず幹線下水道と考えられる下水道を対象として取り上げる。また、対象としている幹線下水道はそのほとんどが合流式であるが、分流式を採用している集水区では雨水管のみを対象とする。各幹線の設計流速、設計流量、断面積は下流端の値を用いることとする。本研究で対象とする幹線下水道の総管渠延長は227kmである。4.2.3でも述べたように、本研究で用いる枝線下水道の流路は堤内地格子の重心と集水区に属している最寄りの幹線下水道を結ぶ線分とする。

対象領域内には下水道に関連する治水対策施設として、流域調節池や地下河川などの施設が計画・建設されている。本研究では、既存の施設として表 4.2 に示す流域調節池、および調節池として一部供用されている寝屋川南部地下河川(表中 No.9)を考慮する。表中の番号は図 4.8 中の位置番号

表 4.2 流域調節池の諸元

	調節池名	調節流量 [m ³ /s]	貯留量 [$\times 10^3 \text{ m}^3$]
1	御幸西調節池	3.08	20.0
2	三ツ島調節池	3.34	24.0
3	南郷調節池	1.32	9.8
4	中鴻池調節池	2.28	20.1
5	布施駅前調節池	4.04	12.0
6	長瀬調節池	6.29	23.0
7	大正川調節池	2.37	14.0
8	志紀調節池	1.55	10.0
9	寝屋川南部地下河川	30.00	240.0
	計		372.9

に対応する．解析では，ある時刻（解析ケースによって異なる）を過ぎると，最大で表 4.2 に示す調節流量が幹線下水道から調節池に流出し，その累積水量が表 4.2 の貯留量に達した時点で流出が停止するとする．

ポンプ場から雨水が排水される中小河川は駒川，楠根川，西三荘放水路，古川の4河川である．各河川の川幅は5mとし，50m間隔で河道を分割して各断面の河床高を地形図より読み取る．これらの中小河川の粗度係数は0.020とする．中小河川も含めた下水道網図を図 4.8 に示す．

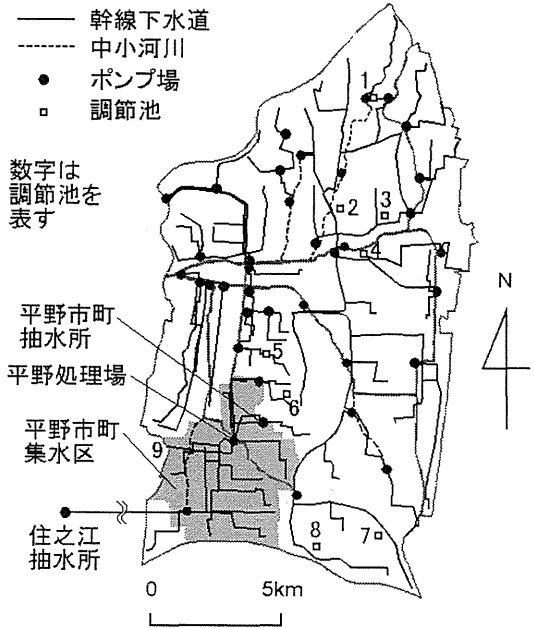


図 4.8 下水道網と中小河川

(4) 堤内地

堤内地の全域において，雨水は下水道，ポンプ場を経由して河川網に強制排水される．対象領域を35の集水区に分割し，この集水区をもとに堤内地を非構造格子に分割する．総格子数は2,915個である．図 4.9 には，分割した格子と地盤高を示す．この地盤高は，大阪府寝屋川水系改修工営所の地盤高図をもとに作成した．

式 (4.26) で計算した，各格子の最大排水能力の分布を図 4.10 に示す．堤内地における流出率 f は全域で0.8とし，粗度係数は0.067とする．

4.4 解析結果と考察

4.4.1 下水道モデルの検証

本研究で新たに導入した下水道モデルについて，大阪市下水道局建設部より入手した平野市町抽水所，住之江抽水所，平野処理場の3箇所の排水実績と解析結果を比較する．これらの抽水所，処理場の存在する平野市町集水区（図 4.8 参照）は，過去において幾度となく深刻な浸水被害に悩まされてきた地域である．その被害軽減のために，なにわ大放水路（平野住之江幹線，設計流量：73m³/s，延長：8.5km）が建設され，集水区内の雨水の一部は同放水路により住吉川に排水されている．また，寝屋川南部地下河川の供用区間は調節池として利用されている（表 4.2 参照）．このため，同集水区は治水対策がかなり進められている地域といえる．

(1) 計算条件

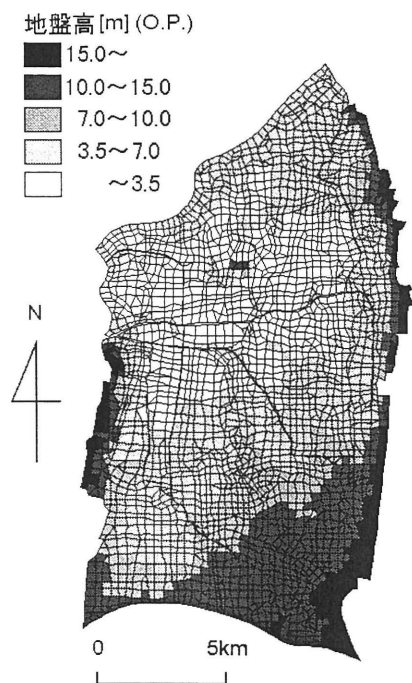


図 4.9 解析格子と地盤高

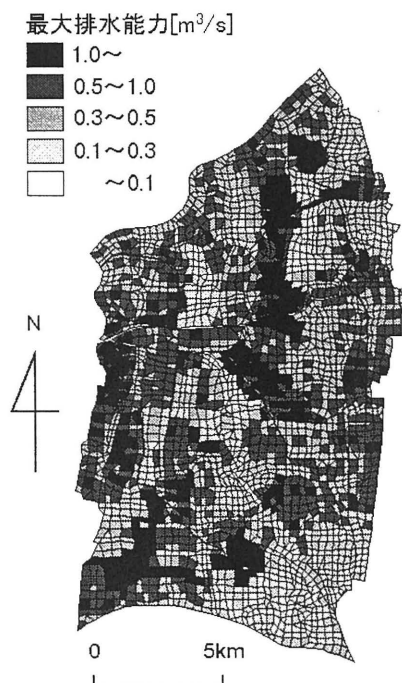


図 4.10 堤内地格子の最大排水流量

2000 年 (平成 12 年) 6 月 25 日に平野市町抽水所で観測された実績降雨を降雨条件として与える。このとき、図 4.11 の上部に示すように、降雨開始から 1 時間 30 分の間に 51.5mm の降雨が観測された。この降雨を集水区域内に一樣に与える。今回のケースでは山地部および河川網の解析は結果に影響しないため行わず、したがって堤内地と下水道網に対して、計算時間間隔 $\Delta t=0.5s$ で解析を行う。計算時間は 8 時間、調節池には計算開始直後から雨水を流入させる。

(2) 解析結果と考察

本研究の下水道モデルによる解析結果と排水実績を比較した図を図 4.11 に示す。両者の傾向が概ね一致していることから、ここで導入した下水道モデルは実際の現象をある程度説明できるものではないかと考えられる。ただし、ポンプ操作時の人為的条件や、調節池への雨水流入条件については不明であるうえに、大阪市からの資料によれば平野市町集水区という狭い領域内でも降雨分布が一樣ではなかったことから、今後、他の降雨条件、他の集水区でのさらなる検証が必要であろう。

4.4.2 既往の内水氾濫の解析

(1) 計算条件

図 4.12 の上部に示した、寝屋川流域総合治水対策¹²⁾の計画対象降雨である 1957 年 (昭和 32 年) の八尾の実績降雨 (戦後最大実績降雨, 最大時間雨量 63mm/hr, 総雨量 311mm) をもとにしたケース (ケース I) を考える。 Δt は、山地部で 0.1s, 河川網・堤内地・下水道網では 0.5s を用いる。計

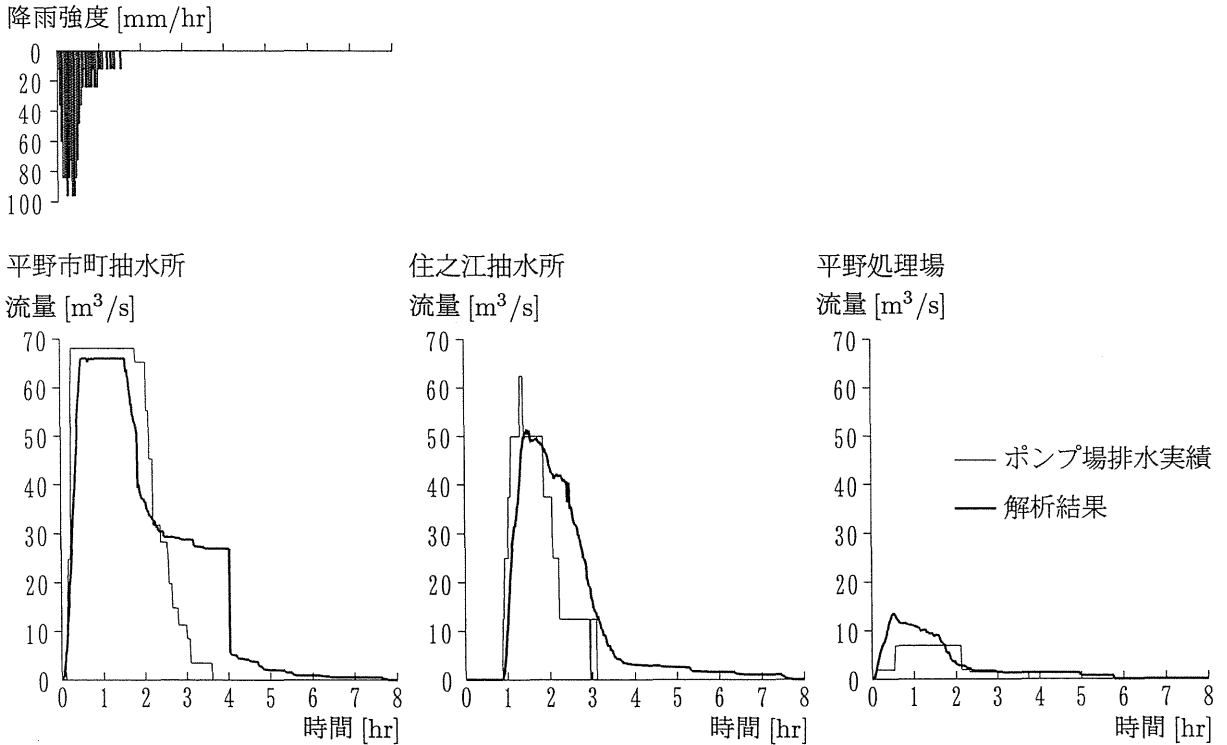


図 4.11 ポンプ場排水実績と解析結果の比較

算時間は 40 時間とし、調節池には時間降雨量のピーク 30 分前 (計算開始 8 時間 30 分後) から雨水を流入させる。

(2) 解析結果と考察

音川、権現川、清滝川、讃良川流域からの流出流量ハイドログラフを図 4.12 に示す。4.3.2(1)でも述べたように、権現川より南に位置する河川については音川の流出流量を流域面積に応じて比例配分し、流出流量を求めた。

京橋口での流量ハイドログラフを図 4.13 に、京橋口で流量がピークとなる時刻 (計算開始 13 時間 50 分後) の河川網の流量・流向分布図を図 4.14 に示す。今回の解析での京橋口のピーク流量は約 $930\text{m}^3/\text{s}$ であり、計画高水流量¹²⁾ $850\text{m}^3/\text{s}$ を少し上回る結果となった。

計算された堤内地の最大浸水深が図 4.15、1972 年 7 月、1979 年 9 月、1982 年 8 月、1989 年 9 月水害時の浸水実績を重ね合わせたのが図 4.16 である。図 4.15 より、河川に向かって地盤が低くなっている地域や、周辺より地盤の低い地域でとくに浸水被害が大きいことがみてとれる。これを図 4.16 と比較すると、平野市町集水区、第二寝屋川沿い、恩智川沿い、平野川沿い、平野川分水路沿いでは、今回の解析結果でも浸水深が大きく現れていることがわかる。全体的にみると、過去の浸水実績の傾向を概ね表現できていると思われるが、降雨条件あるいは排水条件の相違のためか、浸水特性をうまく表現していない箇所 (例えば、平野川分水路・第二寝屋川合流点の南東地域) もみられる。

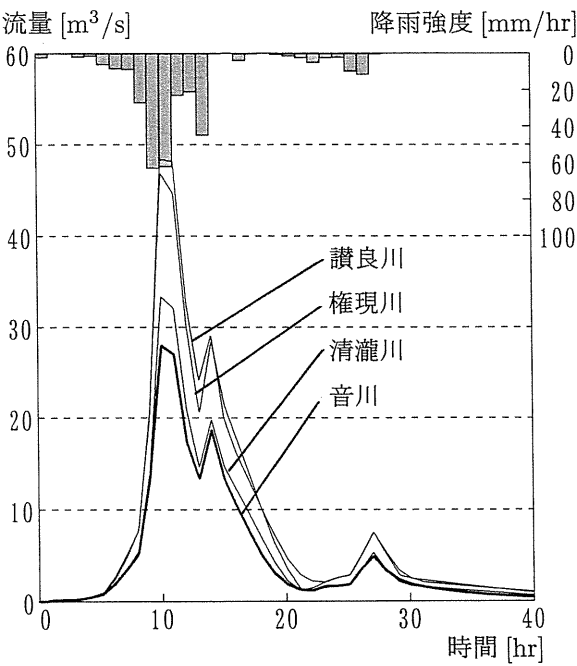


図 4.12 山地河川からの流出流量

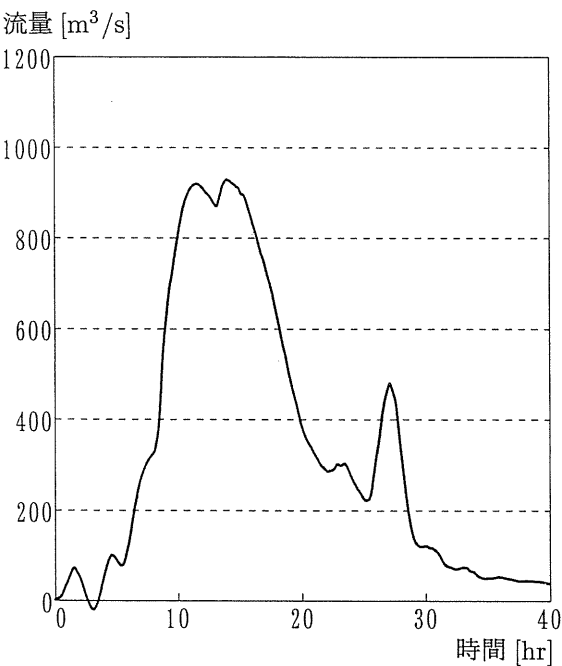


図 4.13 京橋口の流量ハイドログラフ

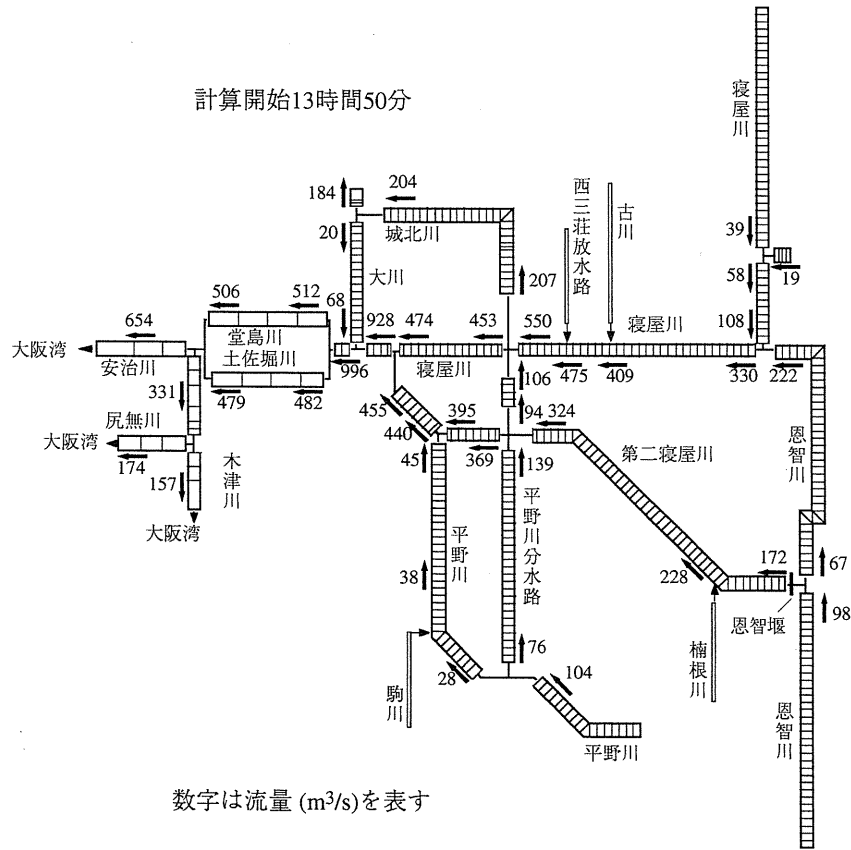


図 4.14 河川網の流量・流向

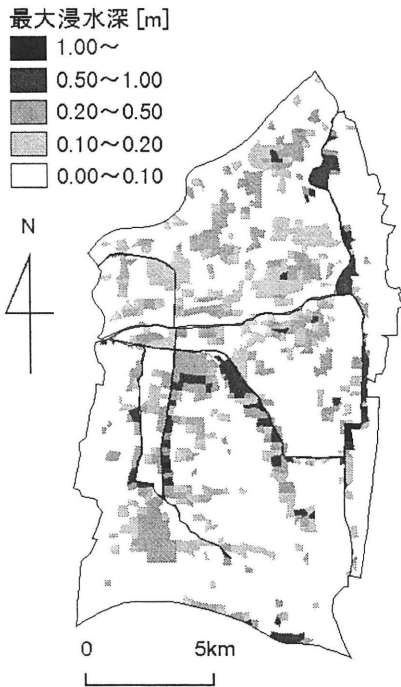


図 4.15 最大浸水深

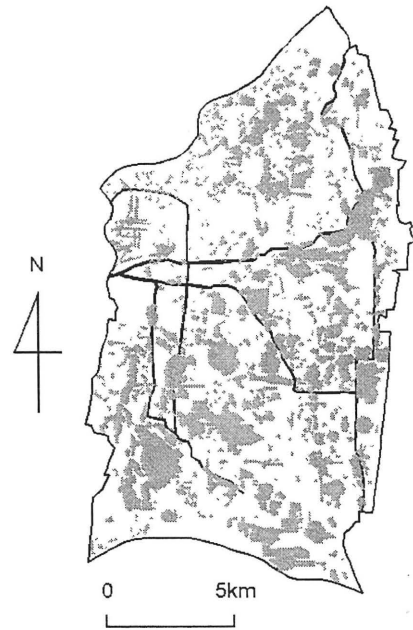


図 4.16 過去の水害時の浸水域

浸水深の時間変化を示した図 4.17 より，下水道網で処理しきれなかった雨水が地盤の低い方に向かって地表面を流れていることがわかる．とくに河川沿いでは，その雨水が堤防でせき止められて浸水深が大きくなる様子が現れている．平野市町集水区では，雨が止むと氾濫水が他の集水区よりとくに速く排水されているが，これはなにわ大放水路をはじめとする下水道網の整備によるところが大きいと考えられる．

図 4.18 には，堤内地への降雨量の累積と，ポンプ場から排水された水量の累積，および堤内地の氾濫水量を示す．降雨量の増加に伴い，ポンプ場から排水される水量も増大していくが，降雨のピーク時以降ではその処理能力が追いつかず，内水氾濫水量は最大で $17.0 \times 10^6 \text{m}^3$ に達する．

図 4.19 に流域調節池と寝屋川南部地下河川調節池の貯留状況を示す．図より，調節池への雨水流入は 2 時間程度で終了している．その貯留量は南部地下河川および流域調節池をあわせても $0.4 \times 10^6 \text{m}^3$ で，最大時の内水氾濫量 $17.0 \times 10^6 \text{m}^3$ の 2% 程度でしかなく，ここで対象としたような豪雨時に大きな治水効果を発揮するかどうか定かではない．

4.4.3 計画対象降雨を超過する内水氾濫の解析

(1) 計算条件

つぎに，2000 年（平成 12 年）9 月の東海豪雨時の名古屋雨量観測所の降雨を想定したケースを考

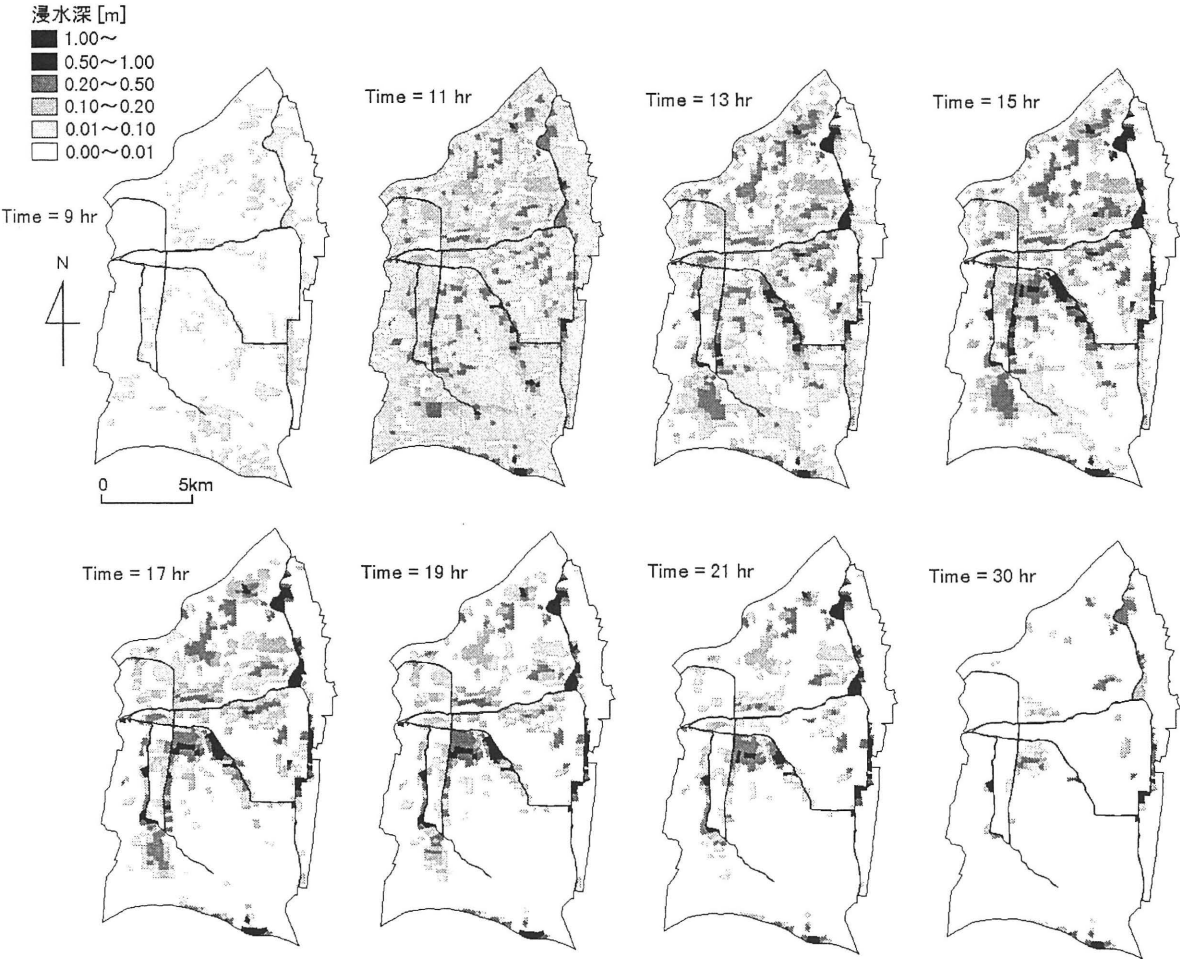


図 4.17 浸水深の時間変化

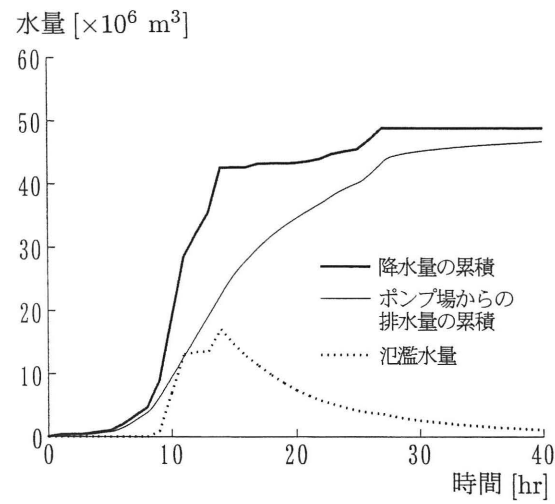


図 4.18 累積水量の時間変化

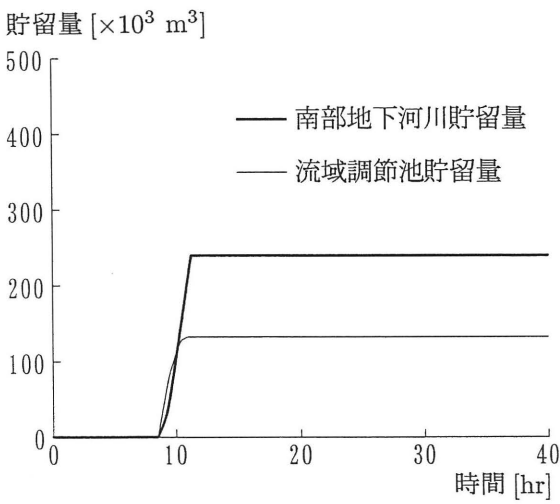


図 4.19 流域調節池貯留量の時間変化

える．図 4.20 の上部に示した降雨 (最大時間雨量 93mm/hr, 総雨量 567mm) を用い, Δt は 4.4.2 と同じ値を用いる．計算時間は 40 時間とし, 調節池には時間降雨量のピーク 30 分前 (計算開始 15 時間 30 分後) から雨水を流入させる．

この条件下では寝屋川河川網からの溢水が予想されるが, ここでの解析では, 河川網の水位が堤防天端高を超えても溢水は生じないとしている．ポンプ場の排水能力に制限を加えない場合をケース IIa とし, 京橋口での流量が $850\text{m}^3/\text{s}$ を超えた際に, 住之江抽水所を除くすべてのポンプ場の排水能力を 50% に制限する場合をケース IIb とした．

(2) 解析結果と考察

図 4.20 に音川, 権現川, 清瀧川, 讃良川流域からの流出流量を示す．図 4.12 と比較して, いずれの河川もピーク流量が 1.3 ～ 1.5 倍に増加している．

図 4.21 は, ケース IIa とケース IIb の京橋口での流量ハイドログラフを比較したものである．ケース IIb では, ポンプ場の能力に制限を設けることでピーク流量がケース IIa の約 7 割程度に減少しているが, それでも計画高水流量の約 1.3 倍の $1,100\text{m}^3/\text{s}$ に達している．

ケース IIb の堤内地の最大浸水深を図 4.22 に示す．浸水深が 1m を越える地点が各地にみられ, この規模の降雨が寝屋川流域で発生したときの危険性をうかがい知ることができる．浸水深が大き

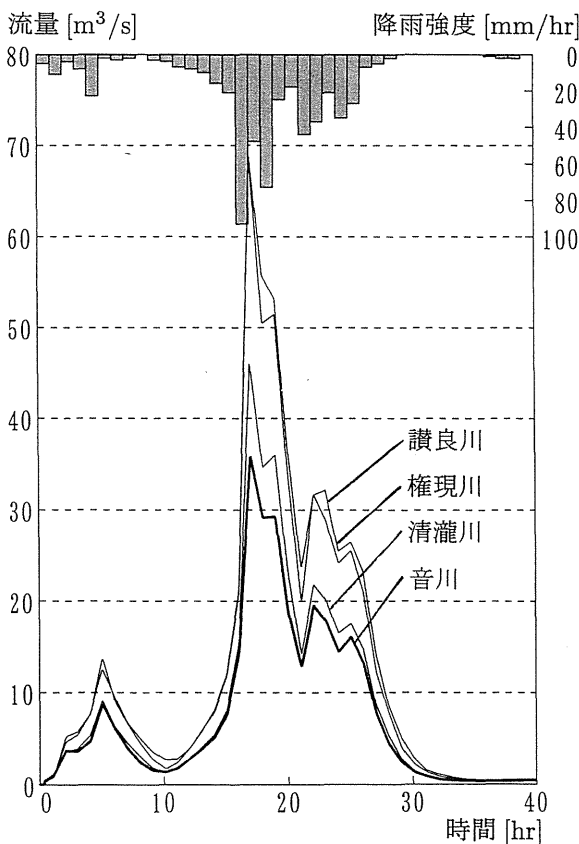


図 4.20 山地河川からの流出流量

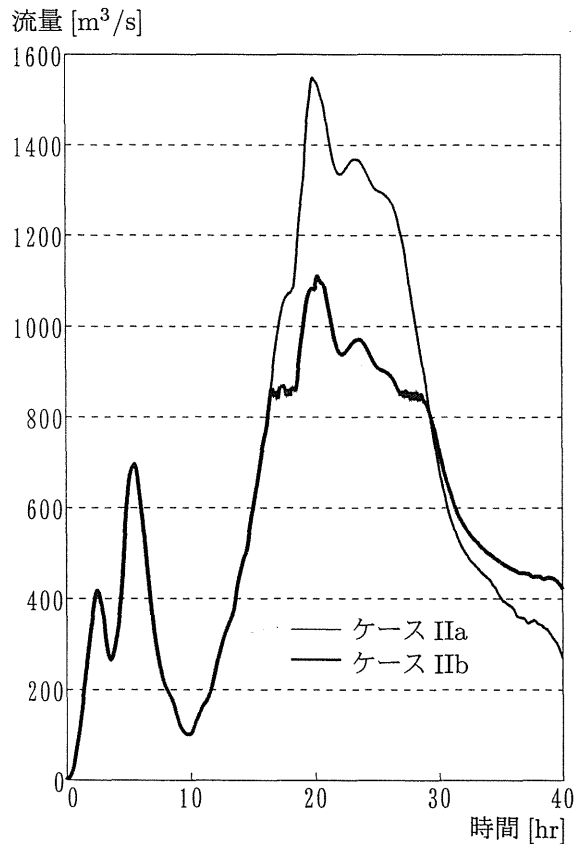


図 4.21 京橋口での流量ハイドログラフ

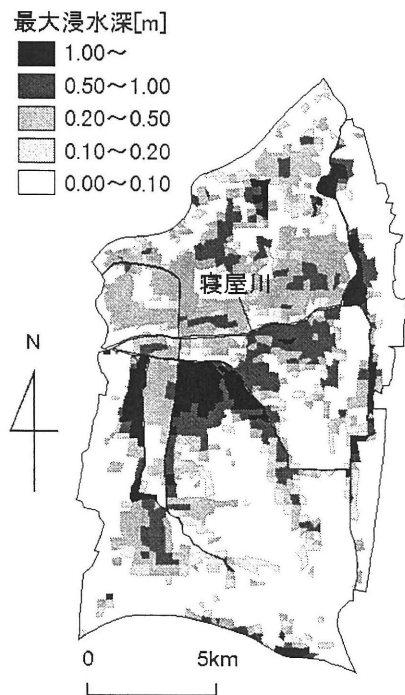


図 4.22 最大浸水深 (ケース IIb)

く現れている地点をみると、寝屋川以南ではケース I における浸水箇所の浸水深が増大し、周辺にも浸水が広がっている。また、寝屋川以北では浸水域が流域全体に拡大し、浸水深も図 4.15 と比較して大きくなっている。

4.5 結語

本章では、内水氾濫災害の解析法を構築し、それを寝屋川流域に適用した。得られた成果を取りまとめると、次のとおりである。

- (1) 対象領域を山地部、河川網、下水道網、堤内地に分割し、それぞれの部分に kinematic wave モデルによる流出解析、特性曲線法による一次元不定流解析、下水道の流下能力を考慮した連続式のみを用いた解析、非構造格子モデルによる二次元氾濫解析を適用し、これらを結合することによって、都市域の内水氾濫機構を表現することのできる総合的な氾濫水理モデルを構築した。
- (2) 平野市町集水区のポンプ場排水実績および過去 4 回の水害時における浸水地域を用いて、本研究の下水道モデルと氾濫解析モデルを検証した結果、これらのモデルにより実際の現象をかなり再現できることがわかった。
- (3) 解析結果より、周辺よりも地盤の低い地域や河川堤防沿いの地域では内水氾濫が生じやすいこ

とや、今回対象としたような豪雨に対して、流域調節池が浸水被害軽減に貢献するには初期貯留以外の操作が必要なが示された。

本研究で構築したモデルのうち、流出解析に用いた kinematic wave モデルならびに河川網の一次元不定流解析に用いた特性曲線法は、従来からよく用いられている。また、氾濫解析に用いた非構造格子モデルは、今回の解析のように集水区や河川網に基づいた境界の複雑な解析に対して十分有用な手法であることは、本論文の第2章、第3章からも明らかである。しかし、下水道モデルは、戸田ら⁹⁾のモデルにやや改良を加えた程度にとどまっている。すなわち、連続式のみによる流れの伝播を考えており、流れの力学的性質をとり入れるには至っていない。したがって、このモデルを力学的な連続式と運動量式に基づいたモデルに改良することは今後の大きな課題である。その上で、さまざまな降雨条件に対してポンプ場の排水実績のみならず堤内地の内水氾濫状況、京橋口等の水位・流量ハイドログラフといった実測データと解析結果を比較してモデルの妥当性を示す必要がある。

また、本研究で対象とした寝屋川流域では、計画上、河川からの溢水氾濫は生じさせないようにポンプ場を操作することになっているため、本モデルでは河川網と堤内地間の水のやりとり（河川から氾濫、あるいは氾濫水が河川へ戻ること）は考えなかったが、計画を超える規模の降雨に対しては場合によっては、このような影響も考慮したモデルに拡張する必要がある。

いずれにせよ、本章で端緒を示したモデルは都市域の各種治水施設の効果を評価することができ、都市域の現状を把握するにも治水計画を立てる上でも非常に有用なモデルであると考えている。

参考文献

- 1) 武田 誠・上塚哲彦・井上和也・戸田圭一・林 秀樹：都市域における高潮氾濫解析，京都大学防災研究所年報，第39号 B-2，pp.499-518，1996.
- 2) 吉田喜七郎：都市河川流域における水防災計画に関する基礎的研究，京都大学学位論文，1987.
- 3) 中村武弘・岩佐義朗・野口正人：都市域における洪水排水システムの総合的評価法，第33回水理講演会論文集，pp.349-354，1989.
- 4) 渡辺政広・江藤剛治・室田 明：取付管の調圧効果を考慮した下水管網内の遷移流計算法，土木学会論文集，No.411/II-12，pp.81-90，1989.
- 5) 建設省中部地方建設局・愛知県：庄内川・新川 河川激甚災害対策特別緊急事業，2000.
- 6) 愛知県：平成12年9月東海豪雨二級河川天白川 河川激甚災害対策特別緊急事業，2000.

- 7) 建設省中部地方建設局：中部の水害 2000年9月東海豪雨，2000.
- 8) Dutta, D., Herath, S. and Mushiake, K. : Distributed Hydrologic Model for Flood Inundation Simulation, Journal of Hydrosience and Hydraulic Engineering, JSCE, Vol.18, No.1, pp.11-20, 2000.
- 9) 戸田圭一・井上和也・村瀬 賢・市川 温・横尾英男：豪雨による都市域の洪水氾濫解析，土木学会論文集，No.663/II-53, pp.1-10, 2000.
- 10) 井上和也・戸田圭一・前田 修：河川網が発達した領域での氾濫解析法とそのメコンデルタへの適用，水工学論文集，第44巻，pp.485-490, 2000.
- 11) 大阪府土木部河川課・株式会社ニュージェック：淀川水系毛馬排水機場操作規則検討業務委託報告書，1997.
- 12) 大阪府土木部河川課編：寝屋川流域総合治水対策，1999.

第5章

土砂・氾濫災害

5.1 概説

前章までにおいて、都市域の内・外水氾濫に着目し、その解析法を構築して実領域への適用を図ってきた。河川の洪水が氾濫する場合は、上流で生産された土砂が氾濫水とともに運搬され市街地に堆積してしばしば被害を大きくする。しかし急傾斜地に立地する都市の場合は状況がさらに深刻である。背後の山地に源を発する河川は勾配が急峻で生産土砂量が豊富である。雨水と土砂が一体となって谷筋を一気に流れ下る土石流はすさまじい破壊力をともなう住宅地を呑み込んでしまう。とくに急傾斜都市には、都市への人口集中により新興住宅地が山側に進出を続けて形成されたところが多い。つまるところ、土砂災害の危険のある地域に向かって都市化の波が押し寄せていることになり、事実こういった地域での災害が多発している。近年、自然災害による死者・行方不明者は終戦直後と比較して著しく減少した結果、土砂災害による犠牲はそのなかで相対的にかなり高い割合を占めるようになってきている(図 5.1¹⁾)。その大規模な事例が 1938 年(昭和 13 年)、1967 年(同 42 年)の神戸および 1982 年(同 57 年)の長崎であり、それぞれ 616 人、91 人、299 人の死者・行方不明者を出している。もはや土砂・氾濫災害は山間部に限られた災害ではなく、急傾斜地に立地する都市では、人的被害のみならず社会的、経済的な影響をも考えると十分に考慮しておかなければならない問題といえる。

それにもかかわらず、急傾斜都市を対象とした土砂・氾濫災害の解析は、著者の知る限りこれまでほとんどなされてこなかったようである。例えば、急傾斜都市を対象とした研究では都市の開発による雨水の流出量の変化に関する研究などは行われている²⁾ものの、背後山地からの土砂流出を想定した解析はなされていない。また逆に、土砂・氾濫災害の解析では山間部を対象とした解析はみられる³⁾ものの、それとは氾濫挙動が異なると予想される都市域を対象とした研究はなされていない。

そこで本章では、山地からの流出解析に加えて、一次元あるいは二次元の河床変動解析の考え方を応用して、土砂動態を含んだ非構造格子による二次元氾濫解析を展開し、それを神戸市の中心部

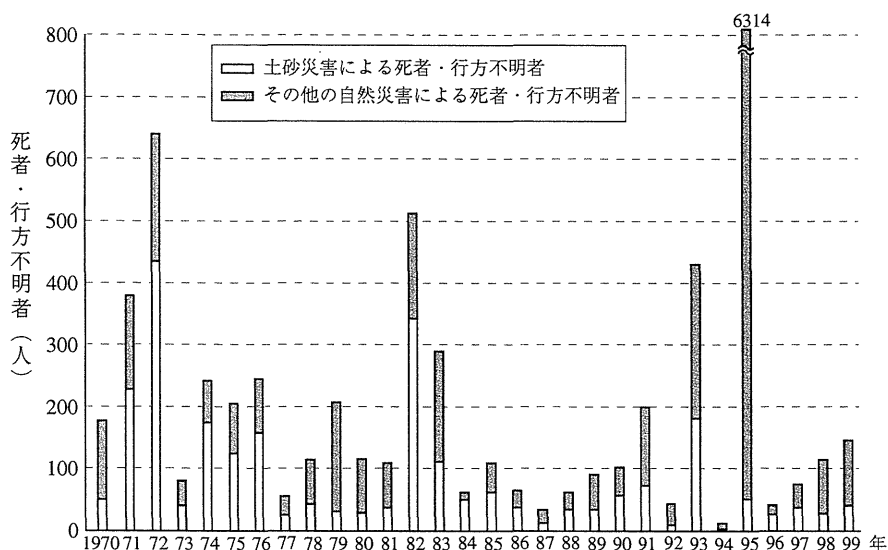


図 5.1 自然災害による死者・行方不明者に占める土砂災害の割合

である三宮付近を流れる生田川流域に適用することによって、急傾斜地に立地する都市域の土砂・氾濫災害の危険性について検討する。

5.2 土砂・氾濫解析モデル

これまでわが国では、土砂による問題を、山地部、ダム、河川、海岸などの局所的な問題として取り扱うことが多かったが、例えば土砂災害を防ぐために建設された構造物が土砂の流出をせき止めた結果、河床低下や海岸侵食といった問題を発生させるなど、水系全体の土砂供給バランスを考慮する必要が指摘され始めた。このことから、「水系」とも異なる、流域の源頭部の土砂生産から海岸地形の形成までもを含めた「流砂系」⁴⁾という概念が取り入れられるようになってきた。

この概念を受けて、近年、河川流域からの土砂流出予測に関する研究は流域規模で行われることが多くなってきた。その先駆的研究として、高秀ら⁵⁾は、個々の土砂移動現象に関して提案されてきた数値モデルを組み立てて、支川流域への適用を試みている。砂田ら^{6),7)}は国土数値情報を、寶ら⁸⁾はリモートセンシングデータを用いた解析を行っているほか、市川ら⁹⁾は水文学的手法として確立された雨水流出モデルに表層崩壊予測モデル、石礫型土石流モデルを結合した水・土砂動態モデルを提案している。また、高橋ら¹⁰⁾や江頭ら¹¹⁾は、それぞれが導いた土砂の流動方程式をもとにして、河床に堆積した土砂の流出流量を予測するモデルを構築している。

上記の研究と同様、本研究でも解析モデルは一河川流域を対象とするとともに流動範囲として上流の山地部から下流の都市域までを含めて土砂動態を解析するモデルとなっている。ただし、本研究の目的は都市域の土砂・氾濫解析を行うことにあるので、その境界条件となる土砂の供給は河川

上流の山地部からもたらされると考え、対象とする河川流域を上流側の山地部と下流側の都市部とに分割する。山地部においては、河川から流出してくる流量と土砂濃度のハイドログラフを求め、その結果を都市部の上流端での境界条件とする。都市部では、上流端で上記の流量と土砂濃度のハイドログラフを与えて、二次元の土砂・氾濫解析を行う。都市部では適用対象の特徴から、河川を掘り込み河道と考えた非構造格子による解析法を採用する。このようなモデル全体の概念を図 5.2 に示す。

5.2.1 山地部からの土砂流出

本研究での山地部の解析は、高橋ら¹⁰⁾にならい、以下の手法を用いる。

山地部の河川は、雨水の流出のみを考え土砂の流出は考慮しない「支川」およびそれに接続する斜面（以下、両者をまとめて「支川流域」とよぶ）と、支川流域からの雨水が流入して土砂とともに都市部に流出する「本川」とに区分する。また、流域の中には雨水が直接本川に流出する斜面も

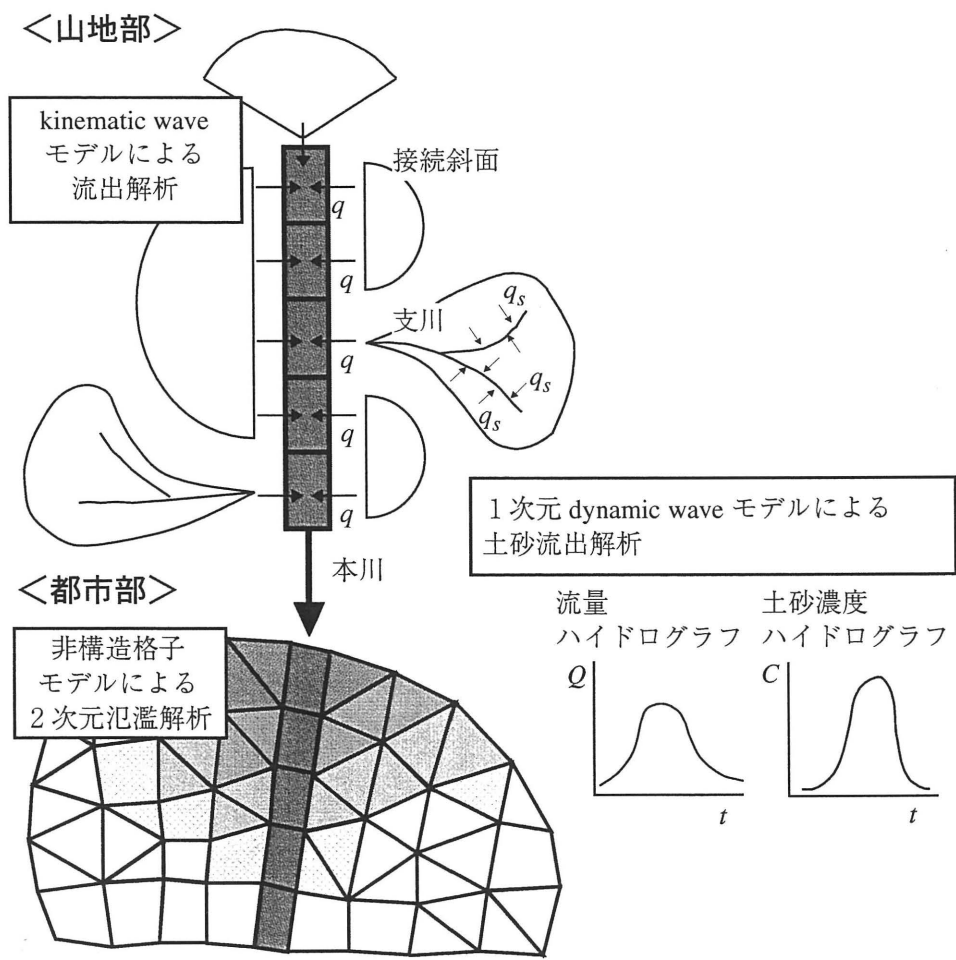


図 5.2 解析モデルの概念図

あるので、以後それらを「接続斜面」とよぶことにする。計算では、はじめに支川流域および接続斜面からの雨水の流出を kinematic wave モデルを用いて解析する。つぎに、本川の解析ではそれを横流入流量とし、土砂の流出も含めた一次元 dynamic wave モデルを用いて最下流端での流量および土砂濃度の時間変化を解析する。

(1) 支川流域および接続斜面の流出解析

支川流域および接続斜面には、それぞれ 4.2.1 の kinematic wave モデルに基づく河道流と斜面流の式を適用する。すなわち、支川流域の斜面および接続斜面には式 (4.1), (4.2) を用いた特性曲線法によりそれぞれ支川、本川に流出する流量を、支川では式 (4.3), (4.4) を用いた Leap-Frog 法に基づく差分法により下流端から本川に流出する流量を求める。

なお、本研究では蒸発散、中間流および地中への浸透などは一切考慮していない。

(2) 本川の土砂流出解析

本川からの土砂流出は、雨水によって運搬される河床材料の流出と考え、基本的には河道に沿った一様粒径の一次元河床変動解析を行う。河床変動の解析に関してはこれまでも多くの研究がなされてきたが、本研究のように、ある降雨に対して流域からどれくらいの土砂が流出してくるかという問題に対してはいまだに確立された手法が存在しないように思われる。本研究で用いる手法は以下のとおりである。

本川の縦断流下方向に水平に x 軸をとることにすると、解析に用いた基礎式は以下の一次元 dynamic wave モデルに基づく連続式、運動量式である。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} = \frac{q}{B} + i \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \hat{\beta} \frac{\partial(uM)}{\partial x} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_b}{\rho_T} \quad (5.2)$$

ここに、 h は流動深、 u 、 M はそれぞれ x 方向の流速および単位幅流量 ($M = uh$)、 q は支川または接続斜面からの横流入流量、 B は川幅、 i は土砂の堆積 (侵食) 速度、 $\hat{\beta}$ は運動量補正係数、 τ_b は底面せん断応力、 g は重力加速度である。 H は流れの表面の標高であって、 z_0 を河床の初期標高、 z_b を堆積深 ($z_b \geq 0$) とすると、 $H = z_0 + z_b + h$ である。 ρ_T は流れにおける流体と土砂粒子の混合物の密度であって、 C を土砂の体積濃度、 σ を土砂粒子の密度、 ρ_m を流体の密度とすると、 $\rho_T = \sigma C + (1 - C)\rho_m$ である。底面せん断応力には、 C_* を河床土砂の体積濃度として、流体中の土砂の体積濃度 C の値によって以下の式を用いる。

土石流の場合 ($C \geq 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{u|u|}{\{C + (1 - C)\rho_m/\sigma\} \{(C_*/C)^{1/3} - 1\}^2} \quad (5.3)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq C < 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 u|u| \quad (5.4)$$

掃流砂の場合 ($C < 0.02$)

$$\frac{\tau_b}{\rho_T} = \frac{gn^2 u|u|}{h^{1/3}} \quad (5.5)$$

ここに、 d_m は平均土砂粒径である。

また、土砂の堆積 (侵食) 速度は、

侵食のとき

$$i = \delta \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} |u| \quad (5.6)$$

堆積のとき

$$i = \delta' \frac{C_\infty - C}{C_*} |u| \quad (5.7)$$

とする。ここで、 δ と δ' は定数であり、それぞれ 0.0007 および 0.001 を用いる³⁾。 C_∞ は侵食も堆積も生じさせない状態にある流体の平衡土砂濃度である。すなわち、流体中の土砂の体積濃度 C が C_∞ よりも小さければ、流れの中に河床の土砂が取り込まれるため河床は侵食される ($i > 0$)。逆に C が C_∞ より大きければ、土砂は河床に堆積する ($i < 0$)。そのときの C_∞ は、エネルギー勾配 $\tan \theta$ によって以下のようにして求める。

$\tan \theta \geq 0.138$ のとき

$$C_\infty = \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad (5.8)$$

$0.03 \leq \tan \theta < 0.138$ のとき

$$C_\infty = 6.7 \left\{ \frac{\rho_m \tan \theta}{(\sigma - \rho_m)(\tan \phi - \tan \theta)} \right\}^2 \quad (5.9)$$

$\tan \theta < 0.03$ のとき

$$C_\infty = \frac{(1 + 5 \tan \theta) \rho \tan \theta}{\sigma - \rho} \left(1 - \bar{\alpha}^2 \frac{\tau_{*c}}{\tau_*} \right) \left(1 - \bar{\alpha} \sqrt{\frac{\tau_{*c}}{\tau_*}} \right) \quad (5.10)$$

ここに、 ϕ は土砂粒子の内部摩擦角、 ρ は水の密度、 τ_* および τ_{*c} はそれぞれ無次元掃流力、無次元限界掃流力であり、以下のようにして計算する。

$$\tau_* = \frac{u_*^2}{(\sigma/\rho - 1)gd_m} \quad (5.11)$$

$$\tau_{*c} = 0.04 \times 10^{1.72 \tan \theta} \quad (5.12)$$

u_* は摩擦速度で、

$$u_*^2 = gh \tan \theta \quad (5.13)$$

である。さらに、 $\bar{\alpha}$ については、

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{2 \left(0.425 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho} \right)}{1 - \frac{\sigma \tan \theta}{\sigma - \rho}} \quad (5.14)$$

とする。ただし、エネルギー勾配 $\tan \theta$ は、式 (5.3)~(5.5) を用いて

$$\tan \theta = \frac{|\tau_b|}{\rho_T g h} \quad (5.15)$$

とする。

土砂粒子の連続式は、

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(CM)}{\partial x} = iC_* \quad (5.16)$$

で表される。さらに河床の連続式には、

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + i = 0 \quad (5.17)$$

を用いる。

5.2.2 都市部における挙動

都市部では、第2章で展開した非構造格子モデルを適用した二次元の土砂・氾濫解析を行う。本研究で用いた未知量は、 x, y 方向の流量フラックス M, N 、および流速 u, v を非構造格子の境界（多角形の辺の中点）で、流動深 h 、土砂の体積濃度 C 、堆積深 z_b 、堆積（侵食）速度 i 、平衡土砂濃度 C_∞ 、エネルギー勾配 $\tan \theta$ を非構造格子の図心（本研究では多角形の重心）で定義する。

都市部で用いる基礎式は、基本的には山地部の本川の解析で用いた式を二次元化した中川ら³⁾の手法に従い、それを非構造格子モデルに適用できるように拡張する。まず、流れの連続式と運動量式は以下のとおりである。

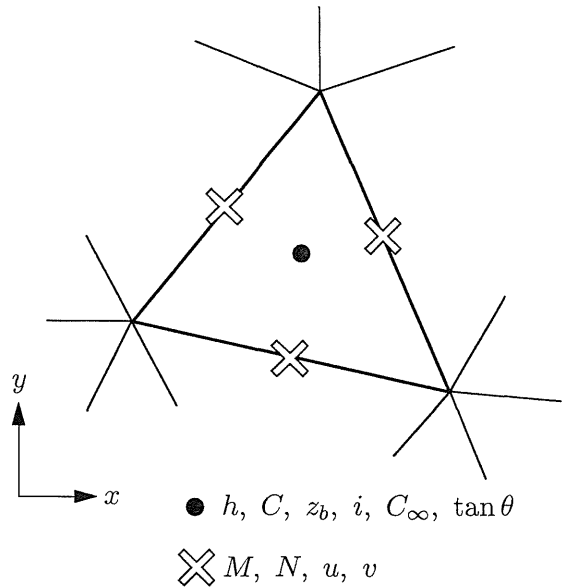


図 5.3 未知量の定義位置

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = i + r \quad (5.18)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \hat{\beta} \frac{\partial(uM)}{\partial x} + \hat{\beta} \frac{\partial(vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{\tau_{bx}}{\rho_T} \quad (5.19)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \hat{\beta} \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \hat{\beta} \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{\tau_{by}}{\rho_T} \quad (5.20)$$

ただし、 r は降雨強度である。ここでも底面せん断応力は、**5.2.1(2)**と同様に (ただし二次元的に表示して) 土砂の体積濃度 C に応じて以下の式を用いる。

土石流の場合 ($C \geq 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{u\sqrt{u^2 + v^2}}{\{C + (1 - C)\rho_m/\sigma\} \left\{ (C_*/C)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (5.21)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 \frac{v\sqrt{u^2 + v^2}}{\{C + (1 - C)\rho_m/\sigma\} \left\{ (C_*/C)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (5.22)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq C < 0.4C_*$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 u\sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.23)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{h} \right)^2 v\sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.24)$$

掃流砂の場合 ($C < 0.02$)

$$\frac{\tau_{bx}}{\rho_T} = \frac{gn^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (5.25)$$

$$\frac{\tau_{by}}{\rho_T} = \frac{gn^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{1/3}} \quad (5.26)$$

また、土砂の堆積 (侵食) 速度については、

侵食の場合

$$i = \delta \frac{C_\infty - C}{C_* - C_\infty} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.27)$$

堆積の場合

$$i = \delta' \frac{C_\infty - C}{C_*} \sqrt{u^2 + v^2} \quad (5.28)$$

を用いる。 δ には 0.0007, δ' には 0.001 を用いる。

平衡土砂濃度 C_∞ については、エネルギー勾配 $\tan \theta$ によって式 (5.8) ~ (5.10) を用いる。ここで用いたエネルギー勾配 $\tan \theta$ は、式 (5.21) ~ (5.26) を用いて

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{\tau_{bx}^2 + \tau_{by}^2}}{\rho_T g h} \quad (5.29)$$

で求める。

土砂粒子の連続式は、式 (5.16) を二次元に拡張した以下の式を用いる。

$$\frac{\partial(Ch)}{\partial t} + \frac{\partial(CM)}{\partial x} + \frac{\partial(CN)}{\partial y} = iC_* \quad (5.30)$$

さらに河床の連続式には、式 (5.17) を用いる。

これらの基礎式を、それぞれ以下のように差分化する。

a) 連続式

格子 i の連続式は、**2.2.3** と同様、**図 2.5** に示す検査面で計算する。

$$\frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \left\{ M_l^{n+2}(\Delta y)_l - N_l^{n+2}(\Delta x)_l \right\} = i_i^{n+1} + r \quad (5.31)$$

各記号の意味は **2.2.3** と同様である。

b) 運動量式

運動量式は、**2.2.3** と同様、**図 2.6** に示す値を用いて以下の差分式を用いる。

(x 方向)

$$\frac{M_L^{n+2} - M_L^n}{2\Delta t} + M1 + M2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_x - T_x \quad (5.32)$$

(y 方向)

$$\frac{N_L^{n+2} - N_L^n}{2\Delta t} + N1 + N2 = -g\tilde{h}_L^{n+1}(\nabla H)_y - T_y \quad (5.33)$$

ここでも、各記号の意味は **2.2.3** と同様である。

底面せん断項 T_x, T_y については、格子辺 L 上の補間土砂濃度 \tilde{C}_L^{m+1} の値によって変化するので、以下のように差分化する。ただし、 \tilde{C}_L^{n+1} の補間には、式 (2.31) の h_i, h_j をそれぞれ C_i, C_j に置き換えた式を用いる。

土石流の場合 ($\tilde{C}_L^{m+1} \geq 0.4C_*$)

$$T_x = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{\frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{\left\{ \tilde{C}_L^{n+1} + (1 - \tilde{C}_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{\tilde{C}_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (5.34)$$

$$T_y = \frac{1}{8} \left(\frac{d_m}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{\frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{\left\{ \tilde{C}_L^{n+1} + (1 - \tilde{C}_L^{n+1}) \frac{\rho_m}{\sigma} \right\} \left\{ \left(\frac{C_*}{\tilde{C}_L^{n+1}} \right)^{1/3} - 1 \right\}^2} \quad (5.35)$$

掃流状集合流動の場合 ($0.02 \leq \tilde{C}_L^{n+1} < 0.4C_*$)

$$T_x = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (5.36)$$

$$T_y = \frac{1}{0.49} \left(\frac{d_m}{\tilde{h}_L^{n+1}} \right)^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2\tilde{h}_L^{n+1}} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2} \quad (5.37)$$

掃流砂の場合 ($\tilde{C}_L^{n+1} < 0.02$)

$$T_x = \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{M_L^{n+2} + M_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (5.38)$$

$$T_y = \frac{g\tilde{n}_L^2 \frac{N_L^{n+2} + N_L^n}{2} \sqrt{(u_L^n)^2 + (v_L^n)^2}}{(\tilde{h}_L^{n+1})^{4/3}} \quad (5.39)$$

c) 堆積 (侵食) 速度

侵食の場合 ($C_i^{n+3} \leq C_{\infty i}$)

$$i_i^{n+3} = \delta \frac{C_{\infty i} - C_i^{n+3}}{C_* - C_{\infty i}} \sqrt{(\hat{u}_i^{n+2})^2 + (\hat{v}_i^{n+2})^2} \quad (5.40)$$

堆積の場合 ($C_i^{n+3} > C_{\infty i}$)

$$i_i^{n+3} = \delta' \frac{C_{\infty i} - C_i^{n+3}}{C_*} \sqrt{(\hat{u}_i^{n+2})^2 + (\hat{v}_i^{n+2})^2} \quad (5.41)$$

ここに, \hat{u}, \hat{v} は格子重心上の流速であり, 式 (2.25), (2.26) と同様, 格子边上の流速から補間する.

d) 土砂粒子の連続式

$V = Ch$ とおくと, $V_i^{n+1} = C_i^{n+1} h_i^{n+1}$ であるから,

$$\frac{V_i^{n+3} - V_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \left\{ \bar{C}_l^{n+1} M_l^{n+2} (\Delta y)_l - \bar{C}_l^{n+1} N_l^{n+2} (\Delta x)_l \right\} = i_i^{n+1} C_* \quad (5.42)$$

より V_i^{n+3} が求められる. ここに, \bar{C}_l は格子の図心上の土砂濃度であって, 辺 l 上の流量フラックス M_l, N_l の方向によって上流側を採用する. すなわち, 図 5.4 のような場合,

$\bar{C}_l M_l (\Delta y)_l$ について

$$\bar{C}_l = C_i \quad (M_l (\Delta y)_l \geq 0 \text{ のとき})$$

$$\bar{C}_l = (C_l)_{out} \quad (M_l (\Delta y)_l < 0 \text{ のとき})$$

$\bar{C}_l N_l (\Delta x)_l$ について

$$\bar{C}_l = (C_l)_{out} \quad (N_l (\Delta x)_l \geq 0 \text{ のとき})$$

$$\bar{C}_l = C_i \quad (N_l (\Delta x)_l < 0 \text{ のとき})$$

ここに, $(C_l)_{out}$ は辺 l からみて格子 i と反対側の格子の土砂濃度である. 計算ステップ $n+3$ での土砂濃度は

$$C_i^{n+3} = V_i^{n+3} / h_i^{n+3} \quad (5.43)$$

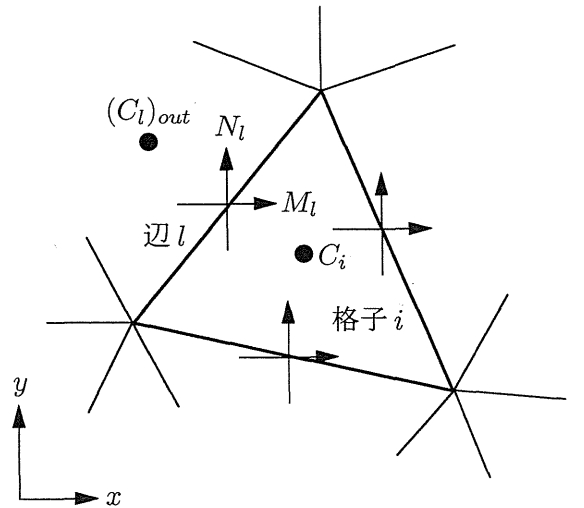


図 5.4 土砂粒子の連続式の計算

とする.

e) 河床の連続式

$$\frac{z_{bi}^{n+3} - z_{bi}^{n+1}}{2\Delta t} + i_i^{n+3} = 0 \quad (5.44)$$

5.3 神戸市生田川流域への適用

5.3.1 対象領域

本研究の対象領域を含む神戸市街を図 5.5 に示す. 図のほぼ中央に位置する三宮地区には官庁街や繁華街があり, 神戸市の中核をなす地域である. 本研究で生田川を対象としたのは, 生田川がこの三宮付近を流れているために, 氾濫が生じた場合, もっとも水害の影響度が高い河川であると考えたからである.

山地部, 都市部には, 図 5.5 に示す領域をそれぞれ用いた. すなわち, 山地部の領域は新神戸駅より上流の生田川流域, 都市部は青谷川, 宇治川をそれぞれ東西の境界とし, 北を居住地域の境界, 南を海岸線とする領域である. なお, 生田川の流域には含まれていないが雨水が直接都市部に流出する山地領域を「里山」と呼ぶこととし, それらの範囲を図 5.5 に示す. 簡単のため, 本研究では里山からは雨水の流出のみを考慮し, 土砂の流出は考えないことにする. なお, 対象とした山地部, 里山, 都市部の面積はそれぞれ 10.8km^2 , 1.5km^2 , 9.6km^2 であり, 総面積は 21.8km^2 である.

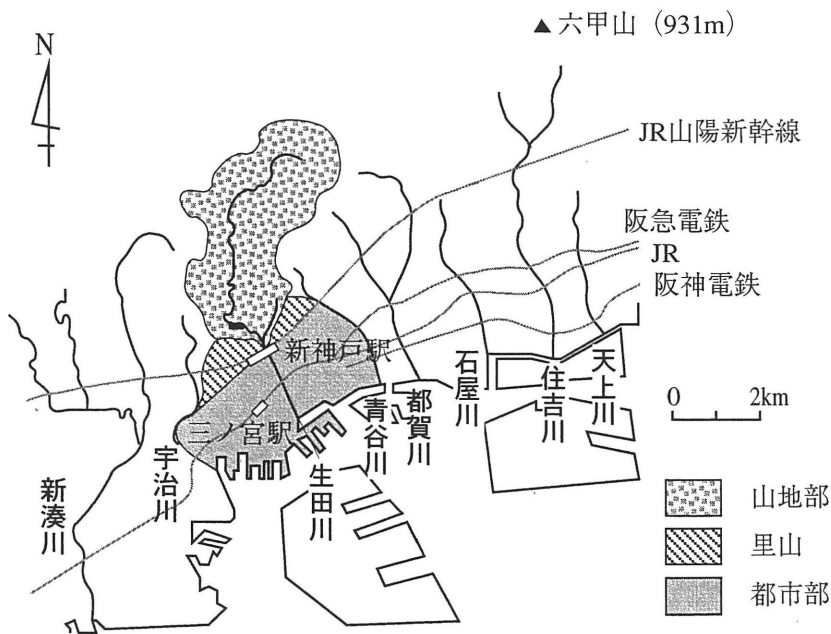


図 5.5 対象領域

5.3.2 山地部

(1) 計算条件

本研究で対象とする生田川流域において、「本川」には、布引貯水池より下流の生田川、さらに新神戸駅直上流で生田川本川と合流する^{からむし} 苧川を適用し、それ以外の河道はすべて支川とする。具体的には、図 5.6 のように 3 個の支川流域と 6 個の接続斜面（実線で囲まれた領域）からなり、3 個の支川流域はさらに破線で囲まれた斜面に細分割され、接続斜面も含めた斜面の総数は 70 個となっている。なお、布引貯水池より上流を一つの支川流域としたのは、この貯水池が利水用の重力式ダムで、排砂ゲートはなく、これより上流で発生した土砂は下流には供給されないと考えたからである。

5.2.1(1) の手法を用いて、まず支川流域および接続斜面からの雨水の流出量を計算する。降雨条件には、図 5.7 の上部に示される 1938

年（昭和 13 年）水害時に神戸測候所で観測された毎時雨量（最大時間雨量 48mm/hr，総雨量 462mm）を用い、計算時間は降雨開始から 108 時間（4.5 日），計算時間間隔は $\Delta t = 0.5s$ とする。つぎに、支川流域および接続斜面で計算された流量を本川の横流入流量とし、5.2.1(2) の手法に従って本川での土砂流出解析を行う。本川の解析に用いたパラメータは中川ら³⁾ にならい、 $\sigma = 2650\text{kg/m}^3$ ， $\rho_m = 1150\text{kg/m}^3$ ， $C_* = 0.65$ ， $n = 0.040$ ， $\hat{\beta} = 1.0$ ， $\tan \phi = 0.7$ ，とし、平均土砂粒径 $d_m = 1.14\text{mm}$ （現地にて採取した土砂より算出），格子間隔 $\Delta x = 20\text{m}$ ，川幅 B については 1:2,500 地形図より各断面の値を読み取り，その平均値を全断面にわたって用いる。

なお本研究では解析の安定のため、底面せん断応力には式 (5.5)（掃流砂の場合）のみを用いる。また、流出土砂の発生源は本川の河床としているが、実際の水害時には斜面の崩壊によって供給された土砂が多量の雨水によって運搬されると予想される。しかし斜面の崩壊土砂量を予測することは現段階では非常に困難であるため、本研究では流出した河床材料と同量の土砂が山腹から供給されると仮定して、河床の変動は考慮しないことにする。なお、本川での計算時間間隔は $\Delta t = 0.1s$ とする。

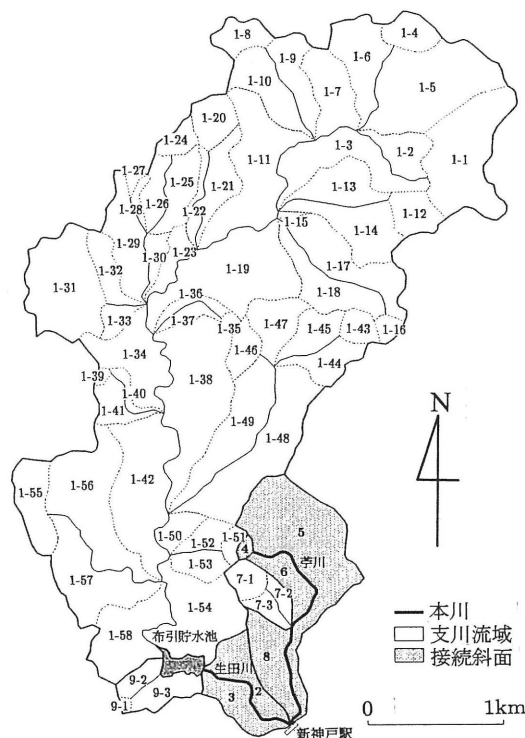


図 5.6 流域分割図

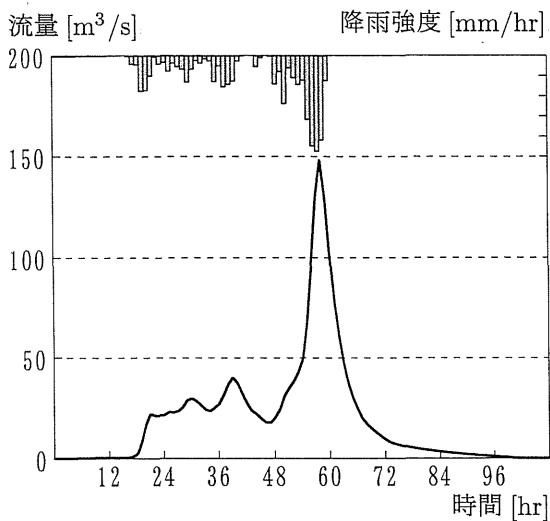


図 5.7 流量ハイドログラフ

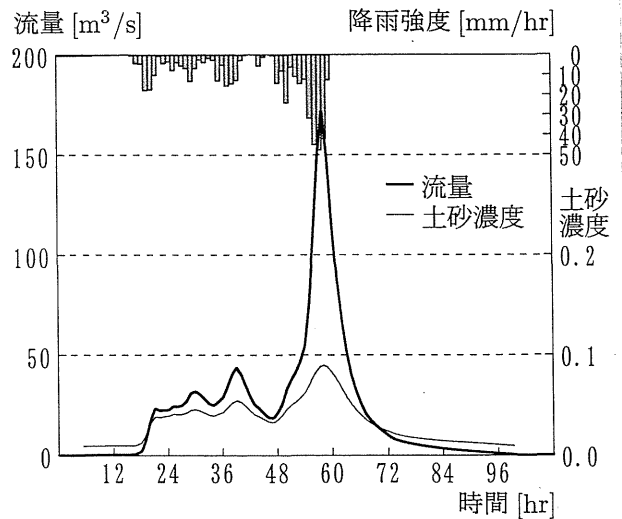


図 5.8 流量・土砂濃度ハイドログラフ

(2) 解析結果と考察

図 5.7 に雨水の流出のみを考慮した場合の流量ハイドログラフを、図 5.8 に雨水にあわせて土砂流出を考慮した場合の流量と土砂濃度ハイドログラフをそれぞれ示す。雨水だけの場合では最大流量は $148\text{m}^3/\text{s}$ であるのに対して、土砂流出を考慮した場合では最大流量は $170\text{m}^3/\text{s}$ と大きくなっている。これは、後者には土砂の流出分が含まれているためである。昭和 13 年水害時の災害科学研究所¹²⁾の調査によると、生田川の最大流量は $135\text{m}^3/\text{s}$ に達しており、本研究でもこれと大きくは異なる結果が得られた。

5.3.3 都市部

(1) 計算条件

5.3.2 で得られた流量および土砂濃度ハイドログラフを上流端境界条件として、都市部の土砂・氾濫解析を行う。

本研究で用いる解析格子、ならびに対象領域の地盤高は図 5.9 のとおりである。格子形成には、生田川のみならず、国道、幹線道路、鉄道などを考慮して領域を分割する。本研究では、第 3 章で用いた考え方を踏襲し、生田川を長方形断面の掘り込み河道とみなす。図 5.10 に河川および道路(鉄道を含む)として認識した格子を示す。領域全体の格子数は 1,844 個で、そのうち河川格子は 27 個、道路格子は 319 個であり、面積比にするとそれぞれ全領域の 0.3%、9.3%である。河川格子を除く格子の地盤高は、神戸市の 1:2,500 都市計画図から読み取った値を補間して作成した。河川格子の地盤(河床)高は、生田川の横断面図より得た 100m 間隔の断面積を各河川格子に対応させ、さらにその格子の平面形状から求められる川幅より掘り込み深さを決定し、兩岸の格子の平均地盤高

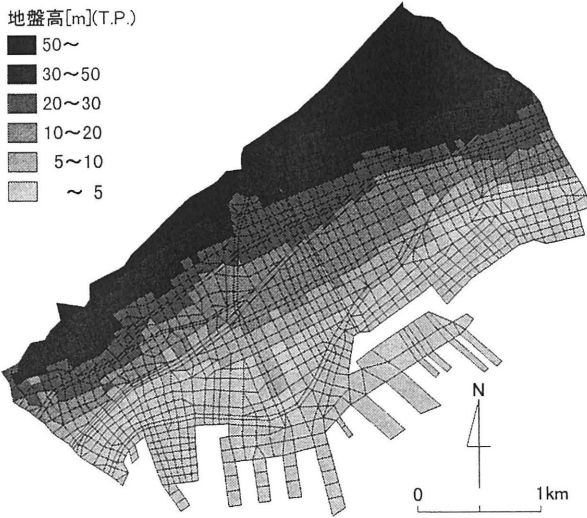


図 5.9 解析格子と地盤高

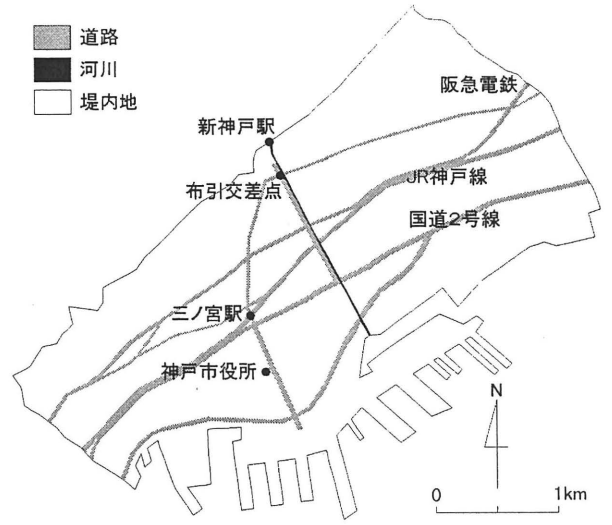


図 5.10 格子属性 (道路・河川・堤内地)

からそれを減じて決定した。

生田川上流端では、図 5.7、図 5.8 に示されるハイドログラフに従って、流量フラックスと土砂濃度を境界条件として与えることにする。里山と接続している格子境界では、5.2.1(1)と同様の手法による kinematic wave モデルを用いて得られた里山からの流出流量を、流量フラックスに改めて与える。その他の領域境界（下流端の海岸線、および青谷川・宇治川）では、段落ち式 (2.9) を用いて土砂を含む氾濫水を流下させる。

本研究の対象領域は高度に都市化が進んでいるため、氾濫の過程において市街地の諸要素の影響を考慮しなければならない。ここでは 2.3 と同様、占有率 λ と通過率 β を導入する。1:2,500 都市計画図から読み取った占有率の値 $\lambda = 0.64$ を全堤内地格子に適用し、堤内地-堤内地、堤内地-河川、堤内地-道路の各格子境界では通過率 β を 0.35 (1:2,500 地形図から読みとった値)、それ以外の格子境界は $\beta = 1.0$ とする。これらの β と式 (2.41), (2.42) を用いて補正した流量フラックス M^* , N^* により、連続式は式 (5.31) に代わって、

$$(1 - \lambda_i) \frac{h_i^{n+3} - h_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \{M_l^{*n+2}(\Delta y)_l - N_l^{*n+2}(\Delta x)_l\} = i_i^{n+1} + r \quad (5.45)$$

を用いる。ここで降雨強度 r には昭和 13 年水害時の毎時雨量を用いる。また、土砂粒子の連続式は式 (5.42) に代わって、

$$(1 - \lambda_i) \frac{V_i^{n+3} - V_i^{n+1}}{2\Delta t} + \frac{1}{A_i} \sum_{l=1}^{m_i} \{\bar{C}_l^{n+1} M_l^{*n+2}(\Delta y)_l - \bar{C}_l^{n+1} N_l^{*n+2}(\Delta x)_l\} = i_i^{n+1} C_* \quad (5.46)$$

を用いる。さらに、河床の連続式には、式 (5.44) の代わりに、

$$(1 - \lambda_i) \frac{z_{bi}^{n+3} - z_{bi}^{n+1}}{2\Delta t} + i_i^{n+3} = 0 \quad (5.47)$$

を用いる。最後に、粗度係数 n の値を格子の属性によって変化させる。すなわち、河川格子は 0.020、道路格子は 0.043、堤内地格子は 0.067 とし、土砂が堆積した格子は 0.020 を用いることにする。

その他のパラメータについては、5.3.2 と同じ値を用いるが、運動量補正係数 β については中川ら³⁾に従い、流れが土石流の場合(式(5.34), (5.35)を用いるとき)は 1.25、それ以外のときは 1.0 を用いる。計算時間間隔は $\Delta t=0.5\text{s}$ とする。

(2) 解析結果と考察

図 5.11 に雨水の流出のみを考慮した場合の最大浸水深を示す。最大浸水深が 0.1m 以上の地点は生田川沿岸、海岸部および一部の地域であり、最大浸水深が 0.5m を越えるのはごく限られた地点のみである。これより、土砂生産が盛んなこの領域においては、従来の都市氾濫解析と同様に雨水のみを考慮した解析によると、生田川の氾濫により被害を受ける地域はあまり広くなく、規模は総じて小さい結果となるといえる。

つぎに図 5.12 に雨水と土砂を考慮した場合の(初期地盤高からみた)最大浸水深を、図 5.13 に土砂堆積厚をそれぞれ示す。まず、昭和 13 年の阪神大水害の状況(図 5.14^{13),14)}と本研究の解析結果を比較してみると、昭和 13 年水害時には生田川左岸ではほとんど浸水しておらず、右岸の旧河道に沿って氾濫水・土砂が流下して大きな被害を出しているのに対し、図 5.12 においては両岸で氾濫がみられ、当時の状況が再現されているとはいえない。ただし、現在の生田川流域の地形では、旧河道に沿って氾濫水が流れることは考えにくいから、昭和 13 年当時には何らかの原因で右岸側に偏った流れが発生したと思われる。

計算終了時刻における対象領域内の堆積土砂量の総計は約 $0.40 \times 10^6\text{m}^3$ となり、昭和 13 年当時の流出土砂量($0.48 \times 10^6\text{m}^3$ ¹²⁾)と比較してほぼ同程度となっている。図 5.13 を見ると新神戸駅から鉄道部分までの地域でおおむね 1m 以上の土砂の堆積が見られ、とくに布引交差点付近におい

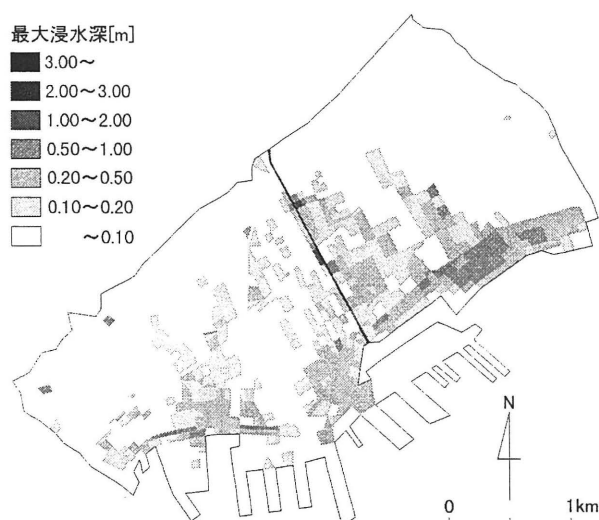


図 5.11 最大浸水深 (雨水のみ)

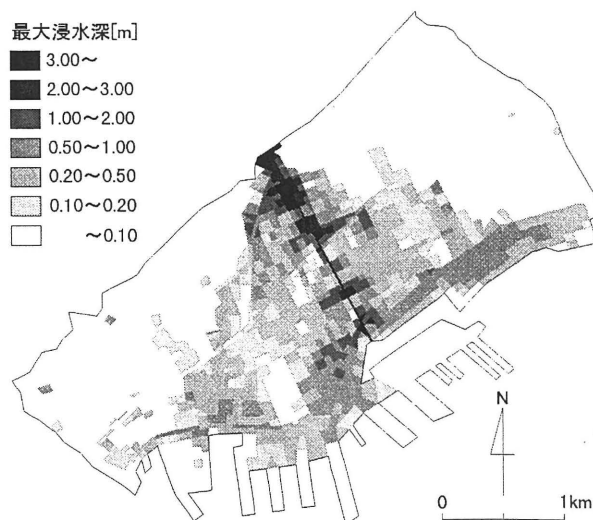


図 5.12 最大浸水深 (雨水・土砂考慮)

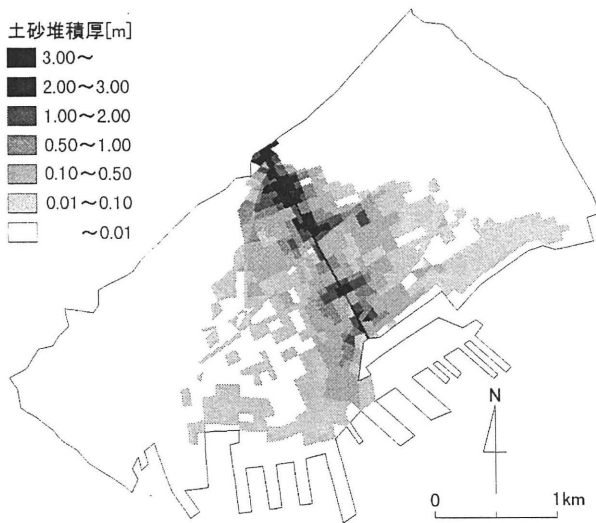


図 5.13 計算終了時刻の土砂堆積厚

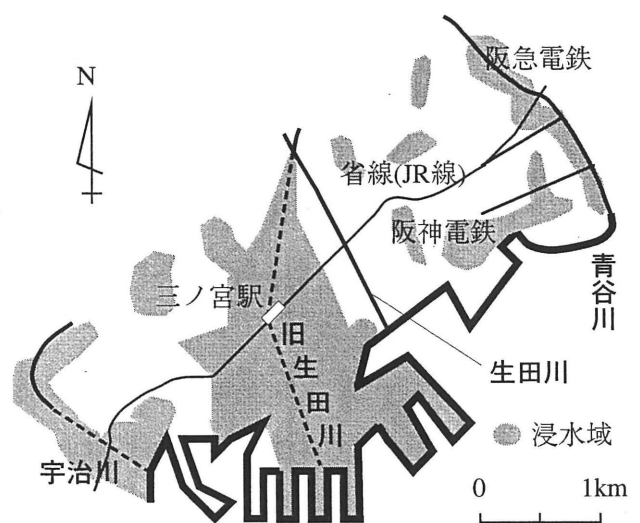


図 5.14 1938 年当時の浸水域

では堆積厚は 3m 以上となっている。これは、新神戸駅から布引交差点にかけて河床勾配が急に緩くなっており、この近辺で土砂が堆積しやすくなっていることが原因と考えられる。さらに海岸部においては生田川から東西に 2km 弱ほど離れた地域でも 0.1m 未満ではあるが土砂の堆積がみられ、広範囲にわたって土砂が堆積する結果となっている。

図 5.15 は土砂の流動形態の平面分布を時間ごとに示した結果である。これらの図から分かるように、計算開始 50 時間後では、土砂は上流の布引交差点から右岸側に、河口付近では両岸へと氾濫している。60 時間後では、山地部からの流出流量・土砂濃度が大幅に増加するのに伴って土砂の拡散も急激に進行しており、生田川に沿って数カ所から土砂濃度の高い掃流状集合流動の領域が東西方向に伸びているのがみられるが、図 5.10 と照らし合わせるとこの領域は道路格子に沿っていることがわかる。したがって、土砂は生田川から道路格子に沿って伝播・堆積していく過程が予測される。図 5.13 の生田川近傍においてもやはり道路格子と交差する箇所は土砂堆積厚が大きくなっている。70 時間後、90 時間後には流出土砂量が減少し、濃度も希薄になっている。

ここで氾濫現象に与える土砂の影響を考えるために、図 5.11 と図 5.12 を比較する。解析結果は、土砂を考慮した場合の方が、河床上昇のため生田川から溢れた土砂の影響で、浸水域は広がり、しかも浸水深は増加している。特に布引交差点付近においてはおおむね 0.1m 未満であった最大浸水深が土砂を考慮することにより 1m 以上に増加し、海岸部の一部にしかなかった 0.5m 以上の浸水地域が大きく拡大している。これらの結果より神戸市のように背後に山地を持つ都市を対象とした氾濫解析においては、土砂を考慮することが重要な意味をもつと結論できる。

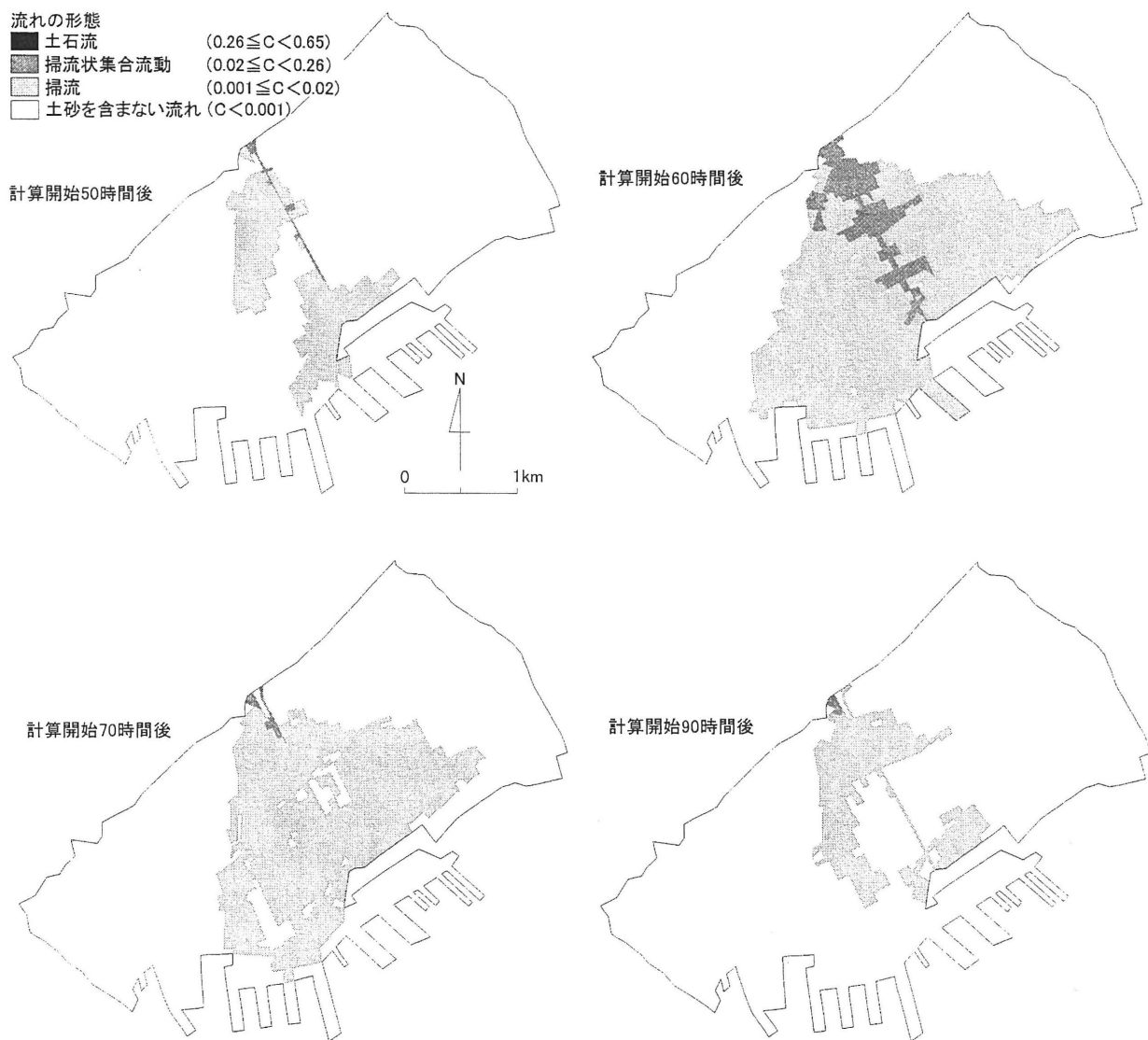


図 5.15 土砂濃度の時間変化

5.4 結語

本章で得られた成果を以下のようにまとめる。

- (1) 山地河川における一次元河床変動解析法と、**2.2.3** で提示した二次元氾濫解析法である非構造格子モデルを結合することによって、急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析法を構築することができた。
- (2) 上記手法を神戸市の生田川流域に適用し、昭和 13 年水害時の降雨を用いて解析した。その結果、生田川の最大流量および堆積土砂量について昭和 13 年当時の観測値 (推定値) とほぼ同等

の値が得られたことから、本解析結果により実際の現象がかなり再現されることを示した。

- (3) 山地からの土砂流出を考慮した場合と考慮しなかった場合の氾濫解析結果を比較したところ、土砂の影響を考慮した場合の方が浸水深、浸水域ともにかなり大きく危険であるという結果が得られた。このことから、背後に山地を抱え土砂生産の大きい急傾斜都市での氾濫解析では、土砂の影響を考慮することが防災を考える上で重要であることが確認された。
- (4) 2.3 の手法を用いて道路・建造物の影響を取り入れた解析を行った結果、市街地の道路を伝って土砂が伝播・堆積している様子が表された。

本章の目標は、急傾斜都市における土砂・氾濫災害の解析法を構築することであり、都市域の二次元氾濫解析に関しては概ね達成でき、本モデルによって急傾斜都市における土砂・氾濫災害の予測に関して有効な情報を与えることができると考えている。しかし、山地部の解析では、想定した土砂流出形態ならびにその解析手法に課題が残されているといわざるを得ない。また本研究では河床材料の流出量と同量の土砂が山腹の崩壊によって供給されるという仮定を用いたが、崩壊土砂量をも含めた土砂流出予測の精度向上は今後の大きな課題である。

参考文献

- 1) 内閣府：平成 13 年度版 防災白書，p.104，2001.
- 2) 神田 徹・神吉和夫・渡辺政広・前田康宏：都市小流域への SWMM の適用におけるモデル・パラメータについて，水工学論文集，第 45 巻，pp.79-84，2001.
- 3) 中川 一・高橋 保・澤田豊明・石橋晃睦：豪雨性表層崩壊に起因する土石流の規模予測と GIS を用いた避難行動の解析，水工学論文集，第 42 巻，pp.325-330，1998.
- 4) 高橋 保：流砂系の総合的な土砂管理に向けて，河川 No.628，(社) 日本河川協会，pp.3-5，1998.
- 5) 高秀秀信・九津見生哲・藤沢 寛：水系における土砂動態システムについて，第 27 回水理講演会論文集，pp.767-772，1983.
- 6) 砂田憲吾・長谷川 登：国土数値情報に基づく山地河川水系全体における土砂動態のモデル化の試み，土木学会論文集，No.485/II-26，pp.37-44，1994.
- 7) 砂田憲吾・小松勝彦・柴田高教・杉浦信男：数値地形情報に基づく水系土砂動態モデルの構成に関する検討，水工学論文集，第 43 巻，pp.551-556，1999.

- 8) 寶 馨・上坂龍平・野ツ俣克彦：プランタス川流域の土地被覆分類と土砂流出解析，京都大学防災研究所年報，第42号 B-2，pp.291-310，1999.
- 9) 市川 温・佐藤康弘・椎葉充晴・立川康人・寶 馨：山地流域における水・土砂動態モデルの構築，京都大学防災研究所年報，第42号 B-2，pp.211-224，1999.
- 10) 高橋 保・井上素行・中川 一・里深好文：山岳流域における土砂流出の予測，水工学論文集，第44巻，pp.717-722，2000.
- 11) 江頭進治・松木 敬：河道貯留土砂を対象とした流出土砂の予測法，水工学論文集，第44巻，pp.735-740，2000.
- 12) 災害科学研究所：昭和13年災害資料(その3) 災害科学研究所報告 第1号，昭和13年7月5日阪神大水害調査報告，1938.
- 13) 神戸市役所：神戸市水害誌，1939.
- 14) 高橋 保(代表)：傾斜都市域の洪水・土砂氾濫災害の予測と軽減・復興対策に関する研究，文部省科学研究費 重点領域研究，p.13，1993.

第6章

水害時の避難行動解析

6.1 概説

前章までにおいて、第2章で構築した都市氾濫解析手法を外水氾濫災害、内水氾濫災害、土砂・氾濫災害を氾濫外力として、それぞれの都市特性を考慮しながら実流域に適用してきた。

氾濫解析を行って得られた情報を防災対策に役立てる手段は種々考えられるが、その一つにハザードマップがある。洪水ハザードマップは、1994年(平成6年)当時の建設省(現国土交通省)から作成要領¹⁾が示され、それ以来全国の自治体で作成が進められている。2000年3月現在の作成市町村数は57であったが、同7月には78に増え、なお増加傾向にある²⁾。建設省の作成要領によれば、洪水ハザードマップとは、過去の浸水実績や浸水予想区域とともに、避難場所や避難経路などの避難にかかわる情報を図面化したもので、使用目的に応じて避難活用型、防災情報型、災害学習型の3種類に分けられている。1998年の北関東豪雨災害時の福島県郡山市では、洪水ハザードマップを前もって作成・配布していたことが功を奏し、住民の避難行動が円滑に進められた事例が報告されている³⁾。また、ハザードマップは洪水氾濫に限られたものではなく、なかには土砂災害に関する情報を含んでいるものもいくつか公表されており、また武田ら⁴⁾は洪水ハザードマップの作成方法を応用して、浸水深予想図としての高潮ハザードマップの作成方法を提案している。

その他の氾濫解析結果の活用手段としては、避難行動対策への応用が考えられる。浸水危険エリアの時々刻々の変化を用いて住民の避難行動を追跡することで、避難行動時の危険性あるいは避難対策のあり方などを検討することが可能になる。避難行動は、実際に水害が生じた場合、被災者の安全を確保するためにとられる手段であり、水害対策として極めて重要である。構造物による水害対策(ハード的対策)が何らかのトラブルで機能しなかった場合や、想定規模を超過する外力が発生した場合などの不測の事態に備えて、ハード的対策を補う意味での避難対策については水害発生前(平常時)から十分に検討しておく必要がある。

そこで本章では、氾濫解析と避難行動解析を同時に行う浸水時避難行動モデルの高度化を目指すとともに、構築したモデルを用いて避難対策や避難行動に関する若干の考察を加えることにする。

なお本論文では、浸水状況の解析を「氾濫解析」、住民の避難行動それのみの解析を「避難行動解析」、両者を結合して浸水の影響をとり入れた避難行動解析を「浸水時避難行動解析」とよぶ。さらに、それぞれの解析を行うモデルを「氾濫解析モデル」、「避難行動モデル」、「浸水時避難行動モデル」とよぶことにする。

6.2 避難行動の解析モデル

6.2.1 水害時の避難行動および避難行動解析に関する従来の研究

(1) 避難行動に関する研究

水害時の避難行動は、住民の心理によって支配される要素が大きく、さらに情報の伝達具合、浸水状況など多くの要因が絡み合っており、さまざまなケースを想定して避難行動時の問題点を検討する必要がある。そこで、水害が発生して実際に避難行動が行われた際には、今後の避難対策への検討資料としてアンケートによる調査を行って、資料の蓄積が行われている。

今本ら^{5),6)}は、1982年(昭和57年)の長崎水害と大和川水害についてほぼ同じ形式のアンケート調査を行っている。そのなかで、早期避難の重要性や、住民の危険に対する意識が避難状況を左右することを強調しており、さらに避難命令や気象警報の伝達の重要性についても述べている。また、今後の課題として、避難計画の周知徹底、防災指導員の養成、水害の実況情報の伝達システムの確立などを挙げている。

また今本ら⁷⁾は、1983年(昭和58年)の山陰豪雨水害の避難行動に関するアンケート調査を行い、気象警報、避難命令の入手に関する考察や、避難選択の理由、避難方法などに関する考察を行っている。気象ニュースへの注意、周辺の状況の監視、地域内の情報交換、ライフライン対策、物的被害対策、および避難の準備を警戒行動6項目として、それらの実行率と住家被害の有無、気象警報の入手などとの相関を多変量解析により考察している。また、各都道府県の防災計画および水防計画を比較し、水防警報の発表基準や合図方法が全国的な統一性に欠けていることを指摘している。さらに、避難命令などの伝達手段として最も一般的に利用されている警鐘・サイレンは、大雨の音にかき消されて住民に伝わらなかった例も多くみられることから、より確実な伝達方法を確立する必要性を指摘している。

建設省土木研究所^{8),9)}は、1988年(昭和63年)の緑川水系御船川洪水と、1990年(平成2年)の六角川洪水の避難行動に関してそれぞれ住民にアンケートを行っている。それらの結果より、避難行動に関する種々の項目の関連性を、数量化理論Ⅱ類によって分析している。それによると、避難に影響する要因として居住年数、家屋構造、浸水深、浸水時間、避難命令の有無などが挙げられるが、地域によって結果に差があるため一般的な結論を導くのは難しいとしている。また、避難率、

非避難率、二階避難率を詳細に定式化し、さらに平均避難速度を避難手段ごとに算出している。

片田ら^{10),11)}のグループは、水害時の避難行動のみならず、情報伝達のあり方や平時における災害教育のあり方などを、詳細なアンケート調査による住民の意識調査を通じて検討している。そのなかで、過去の水害経験やその伝承、洪水ハザードマップによって危険性を示されるといった要因によって住民の災害意識が高められることを指摘している。また避難情報については、情報の伝達手段によってその取得時期に差が生じ、その媒体・時期によっても住民の避難率や避難開始時期に差が生じるなどの知見を得ている。

(2) 浸水時避難行動モデルに関する研究

近年、計算機の発達、GIS (地理情報システム) の普及、ハザードマップ整備の要請の高まりなどを受けて、浸水時避難行動解析が多く研究者、または行政機関で行われている。しかし、水害時の避難行動は多分に住民の意思によって決定される要素が多く、それをどこまでモデルにとり入れるか、また、情報の伝達や避難行動の際に想定した状況などの相違から、その手法は研究者の間でまちまちである。主要なものとして、以下の研究が挙げられる。

長尾¹²⁾は、氾濫解析は行わず、簡単な浸水条件 (定常水位、非定常水位) のもとで避難行動を解析している。情報の伝達率は時間の関数で表現し、避難所の設定には一人あたりの避難距離を目的関数とした線形計画法 (シンプレックス法) を用いている。

建設省土木研究所¹³⁾は、横軸に時間の経過、縦軸に避難経路に沿った距離をとった平面上に、ポンドモデルによる氾濫解析で得られた各経路の浸水深を重ね、住民の移動状況を図上で追跡するという手法を用いている。避難行動のモデル化には、先述のアンケート調査⁸⁾の分析から得られた関数を設定している。このような手法を用いることで、避難経路の危険箇所が視覚的にも容易に判断できるとしている。

西原¹⁴⁾は、二次元非定常流としての氾濫解析モデル (2.2.1 のデカルト座標系モデル) と、避難経路をネットワーク化した避難行動モデルとを結合し、これらを同時に解析する手法を確立した。避難情報は数ヶ所の基地局から同心円状に伝わり、住民の避難状況には浸水深による経路長の補正、疲労と群集密度による歩行の困難さを考慮している。

高橋ら¹⁵⁾は、概ね西原¹⁴⁾のモデルに基づいた手法を用いている。避難経路の設定には Warshall-Floyd 法を用いて避難所までの最短経路を算出しているが、避難経路の冠水状況によっては避難所、避難経路の変更を考慮している。

井上ら¹⁶⁾は、西原¹⁴⁾の手法に基づき、避難行動開始の動機として避難命令などの情報を受けて避難を開始する「強制避難」と、浸水深に応じて避難を開始する「自主避難」を定義している。これらは、それぞれ簡単な関数に従って確率論的に住民が避難を開始する過程をモデル化している。

高棹ら¹⁷⁾は、水害被災地の意識調査から得られたように、住民の水害に対する意識や生活形態、避難場所や避難経路に関する知識、避難情報に対する反応の仕方などを直接反映できるモデルが必

要として、プロダクションシステムやファジィ推論といった知識工学的手法を用いて、住民の意思決定過程を表現するモデルを提示している。

6.2.2 浸水時避難行動モデル

本研究では氾濫解析モデルの高度化に従った浸水時避難行動モデルの構築を目的としている。ここで用いる浸水時避難行動モデルでは、氾濫解析によって得られる浸水深を用いること、避難経路がネットワーク化されていること、および人間の避難行動をなるべく端的にかつ容易に表現できることが望ましい。したがって、避難行動のモデル化については基本的に井上ら¹⁶⁾の手法に基づくこととする。井上らの手法については、高潮氾濫時の避難行動に適用した武田ら⁴⁾が、今本ら^{5)~7)}のアンケート調査結果と比較することによって水害時の避難行動を定性的に表現できる手法であることを確認している。本研究においても、氾濫解析と避難行動解析とを同時に進めるモデルを構築するが、井上ら¹⁶⁾が氾濫解析モデルにデカルト座標系モデルを用いているのに対して、本研究では2.2.4で構築した街路ネットワークモデルを用いることにする。すなわち、ネットワーク化された避難経路と氾濫解析で用いる街路ネットワークとは同一とし、氾濫解析で得られた避難経路の浸水深が、そのまま浸水時避難行動解析に用いられるようにする。

浸水時避難行動モデルの詳細は以下のようなものである。まず、浸水時避難行動モデルを作成するため、以下の仮定を設ける。

- 住区内の住民をさらに細分割した住民の集団（以下、住民ユニット）を考える。住民ユニットは20人程度の規模である。この住民ユニットを避難行動モデルにおける最小単位とみなし、避難行動は住民ユニットの点的な移動であるとする。
- 住民ユニットは、避難開始決定モデルによって避難を開始するものとし、開始後は速やかに指定の避難所に向かって移動する。
- 移動は全て徒歩によるとし、浸水深および避難経路の混雑に応じた移動能力の低下を考慮する。
- 避難経路は指定避難所に向かう最短経路とする。
- 住民が指定避難所に到達した時点でその住民ユニットの避難は完了した（避難成功）と定義し、それ以後の移動は考えない。
- 住民ユニットの存在地点の浸水深が0.5mを越えた時点で、その住民ユニットは避難できなくなった（避難失敗）と定義し、それ以後の移動は考えない。
- いうまでもなく、浸水深には街路ネットワークモデルによる氾濫解析で得られる結果が用いられる。

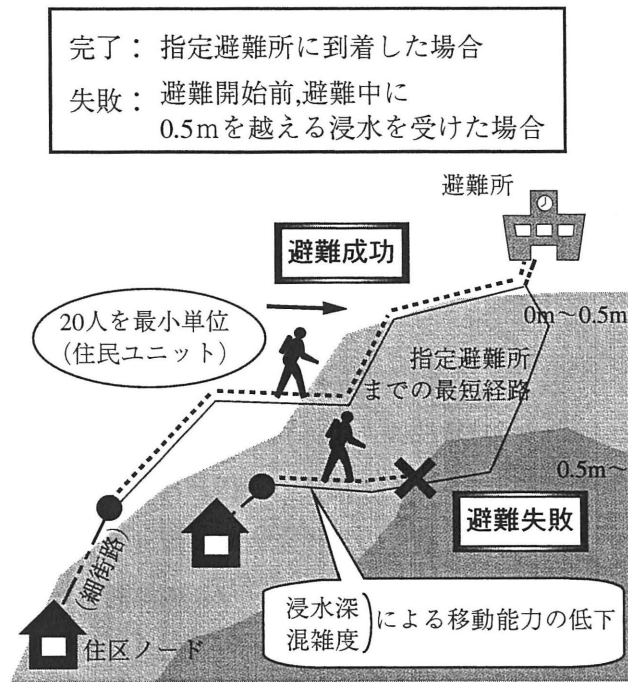


図 6.1 浸水時避難行動モデル

図 6.1 は、以上の仮定による浸水時避難行動モデルをまとめて図示したものである。以下に浸水時避難行動モデルに用いたそれぞれのサブモデルについて記述する。

(1) 避難ネットワークと避難行動解析

避難経路のネットワークは、住区ノード、交差点、避難所（以上はノード）、および主要道路、細街路（以上はリンク）という要素から構成される。

住区は要避難地域内の住民の居住の最小単位である（ここでは、行政的な町丁の細分割を住区と考えている）。ただし、住区の住民数には互いに大差がないようにしており、また、避難所を指定するときは地区（おおむね町丁単位で、複数の住区からなる）ごとに指定されるものとする。

避難所はノードとして扱い、避難所の収容定員が属性として与えられる。

避難経路は対象領域内の主要道路および細街路に分けてモデル化する。主要道路とは、避難のための幹線道路として選ばれるもので、ネットワークとしてはその両端が交差点である道路であり、氾濫解析で用いられる街路ネットワークでもある。細街路とは住区ノードとそれから最短距離にある交差点を結ぶ道路であり、氾濫解析で用いられる街路ネットワークには含まれていない。いいかえれば、主要道路はループ状の、細街路はツリー状のネットワークをそれぞれ構成する。このように道路を二分したのは、実際の避難において、細街路はその住区以外の住民にとってはあまり関係ないと考えられるからである。細街路をツリー状の構造とすることにより、考えている住区内をその住区以外の住民が通過しないようなネットワークが形成できる。なお、避難経路には、避難行動モデルで必要となる道路の幅員を与える必要がある。

避難を開始した住民ユニットは、その住民ユニットの属する住区ノードから目的地である指定避難所へ移動する。避難経路は、Warshall-Floyd 法¹⁸⁾により得られた住区ノードから指定避難所までの最短経路とする。ただし、リンクの長さ（経路長）はその時刻での浸水状況に応じて換算される（(3) 参照）。目的地までの距離（換算後の距離）がその時間ステップ内での移動距離より短くなった場合、その住民ユニットは目的地である指定避難所に到着したとみなし、この時点でその住民ユニットの避難が完了したとする。

(2) 避難開始決定モデル

住民ユニットの避難の開始について、強制避難と自主避難の二つの動機を考える。強制避難とは、避難勧告、避難命令（これらをすべて避難情報とよぶ）によって行われる避難とし、また自主避難とは、住区における浸水深の増加を認知することによって行われる避難と定義した。避難開始決定モデルでは、避難行動の開始に関わる住民個々の属性を個別には考えずに、避難開始を選択する状況に置かれた住民のうち何人が避難開始を決定するかという避難開始率によって確率的に考えることにした。

強制避難では、避難開始率 R は、避難情報発令時刻を t_{ord} 、避難開始時差を Δt_{lag} 、強制避難指数を R_{ord} とするとき、時刻 t の関数として次式で定義した（図 6.2(a)）。

$$R(t) = \begin{cases} 0 & (t < t_{ord}) \\ \frac{t - t_{ord}}{\Delta t_{lag}} \cdot R_{ord} & (t_{ord} \leq t < t_{ord} + \Delta t_{lag}) \\ R_{ord} & (t \geq t_{ord} + \Delta t_{lag}) \end{cases} \quad (6.1)$$

ここでは対象領域全体にわたって一斉に時刻 t_{ord} に避難情報が発令され、伝達されるものとする。 Δt_{lag} は、情報を受け取ってから最も避難開始の遅い住民が避難行動を開始するまでの時間である。 R_{ord} は、 $t \geq t_{ord} + \Delta t_{lag}$ （強制避難開始の最終時刻）における避難開始率であって、住民に避難情

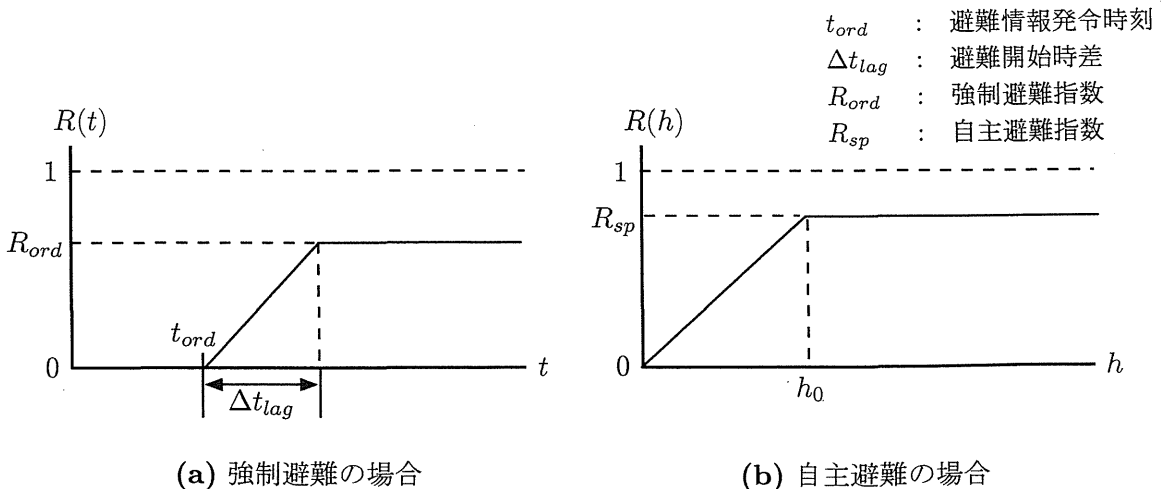


図 6.2 避難開始決定モデル

報が伝わる割合や情報に対する住民の反応度，すなわち，災害に対する住民への啓発の程度や住民の災害意識により変化するパラメータと考えられる。

自主避難では，避難開始率 R は，自主避難指数を R_{sp} とするとき，住区の浸水深 h の関数として次式で定義した (図 6.2(b)) 。

$$R(h) = \begin{cases} \frac{h}{h_0} \cdot R_{sp} & (h < h_0) \\ R_{sp} & (h \geq h_0) \end{cases} \quad (6.2)$$

R_{sp} は浸水深が $h \geq h_0$ になったときの避難開始率である。逆にいえば， h_0 は $R = R_{sp}$ になる水深であり，ここでは h_0 に 0.5m という値を採用した。 R_{sp} は住民の水害に対する危険意識により変化するパラメータと考えられる。

浸水時避難行動解析においては，全ての住民ユニットに避難動機 (強制，自主) 別にあらかじめ乱数値 (RD_1, RD_2) を与え，図 6.3 のようにそれらを組み合わせて避難開始決定モデルとした。

(3) 移動能力の低下

本モデルでは，浸水時の避難行動における移動能力の低下の要因として，浸水深の増加と避難経路の混雑を考える。

浸水深の増加に関しては，西原¹⁴⁾ が提案している換算距離の方法を用いる。これは浸水深に対応して避難経路長を増加させることにより，移動能力の低下を間接的に表現する方法である。まず，浸水深による移動能力の低減率 w を浸水深 h の関数としてつぎのように定義する。

$$w(h) = \begin{cases} 1 - \frac{h}{h_{fau}} & (h < h_{fau}) \\ 0 & (h \geq h_{fau}) \end{cases} \quad (6.3)$$

ただし， h_{fau} は，避難行動が不可能になる水深であり，ここでは 0.5m としている。この低減率 w から $\alpha = 1/w$ を求め，浸水している避難経路の長さを α 倍に換算することにより，浸水による移動能力の低下をモデル化した。井上ら¹⁶⁾ のモデルでは，図 6.4(a) のように避難経路が氾濫解析の複数の差分格子にまたがるとき，それぞれの差分格子内の浸水深に応じてその差分格子内に含まれる経路の長さが換算されている。本研究で用いるモデルも同様の考え方を用いて，図 6.4(b) に示すように避難経路の両端のノードおよびリンクの分割格子の浸水深に応じて，その格子内に含まれ

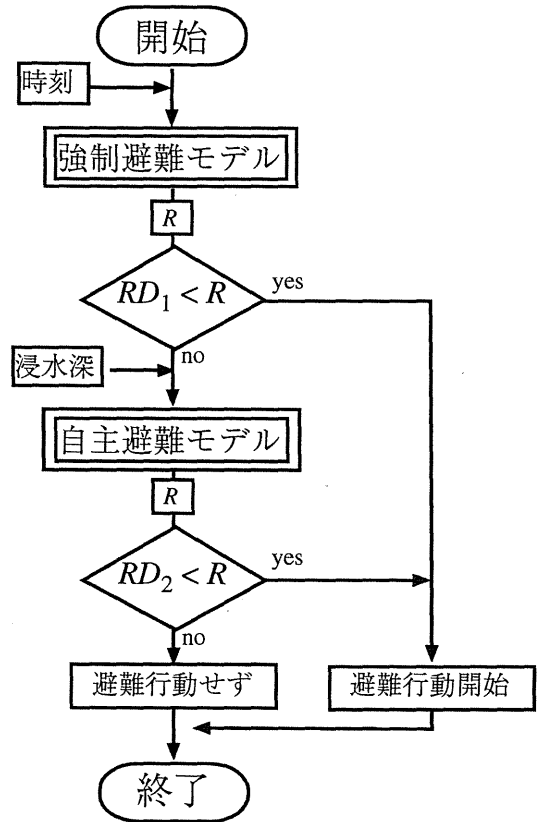


図 6.3 避難行動開始のアルゴリズム

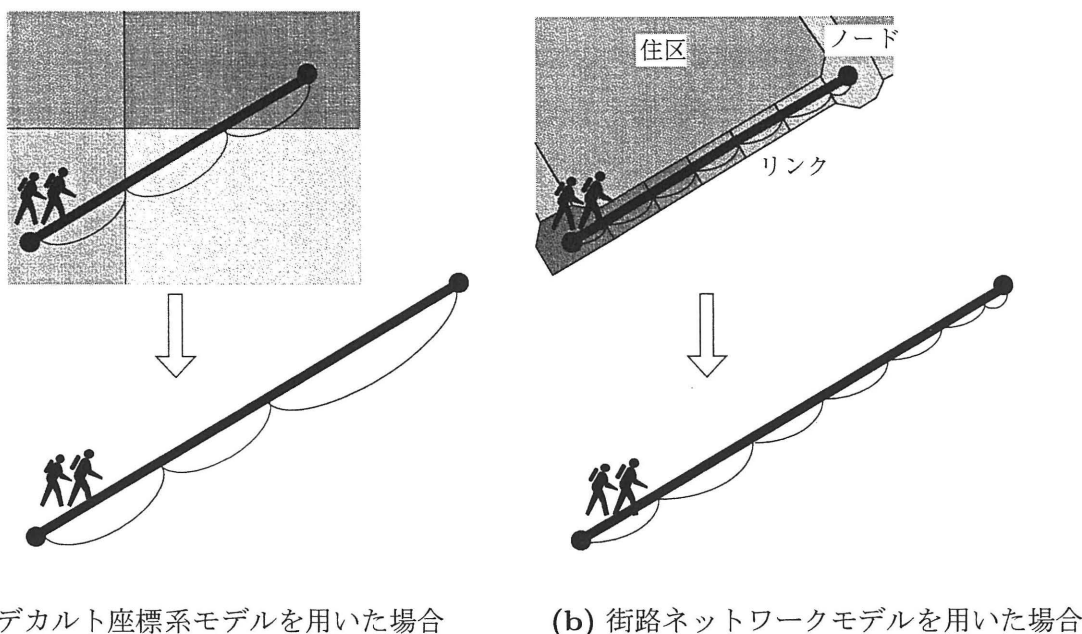


図 6.4 避難経路の換算距離

る経路の長さを換算する。

経路の混雑に関しては、住民ユニットの移動速度を、避難経路内の住民ユニットの密度（群衆密度）の関数とすることとし、本モデルでは西原¹⁴⁾が用いている次式を採用する。

$$v = \begin{cases} 1.42 - 0.241\rho_p & (\rho_p \leq 3.85) \\ 0.49 & (\rho_p > 3.85) \end{cases} \quad (6.4)$$

ここで v は歩行速度 [m/s]、 ρ_p は群集密度 [人/m²] である。避難行動解析においては、考えている避難経路内の住民数をその経路面積で割って群衆密度を求める。実際には、歩行が不可能となる最大群集密度 $\rho_{p\max}$ が存在するが、本研究では前述の通り複数の住民をまとめて点の移動として扱っているため、正確な群集密度の算出は困難である。したがって $\rho_{p\max}$ は考えず、 ρ_p がいくら大きくなっても最小歩行速度による移動が可能としている。

6.3 モデルの比較

6.3.1 大阪市港区への適用条件

本章では、2.5 と同じ大阪市港区周辺を対象として、浸水時避難行動解析を行う。この領域は人口約 11 万人で、これらの住民を 631 の住区に配分する。ただし、この領域は都市化・工業化が進んでおり、それゆえ高層住宅地の住区、ならびに倉庫群の住区には避難の対象となる住民は居住していないという仮定を設ける。その結果、避難の対象となる人口は約 8.2 万人である。

避難経路のネットワークは、2.5 の街路ネットワークモデルによる氾濫解析と同じネットワークを用いる。ただし、住区ノードまたは避難所と交差点を結ぶ細街路は新たに避難経路のネットワークに組み込む。主要道路の幅員は地図上から読み取った値を用いており、細街路の幅員は全て 5m とする。

避難所については、大阪市の地域防災計画¹⁹⁾で指定されているうちから、高潮災害時の避難所ということを考慮して小中学校および高等学校の 22 箇所を選び、それぞれ地区ごとに避難先を指定する。図 6.5 は、これらの避難所と避難経路のネットワーク（ただし、住区ノードと交差点を結ぶ細街路を除く）を示した図である。避難方法として、各地区から最短の避難所に避難することが考えられるが、避難所には収容定員があるうえ、避難所までの経路の混雑も考慮すると、必ずしもそれが最善の避難結果につながるとは限らない。したがって本研究では、以下のような原則に従って地区ごとに避難所が指定されているとする。

- 避難所に避難する住民数はその収容定員を超えない。
- 同じ避難所に指定された地区の間で、避難距離に著しい不均衡が生じない。
- 平均避難距離をできるだけ短くする。

本研究で用いた避難所の指定を図 6.6 に示す。また、図 6.7 は本研究における避難所指定後の避難距離と避難者数を避難所別に示した図である。

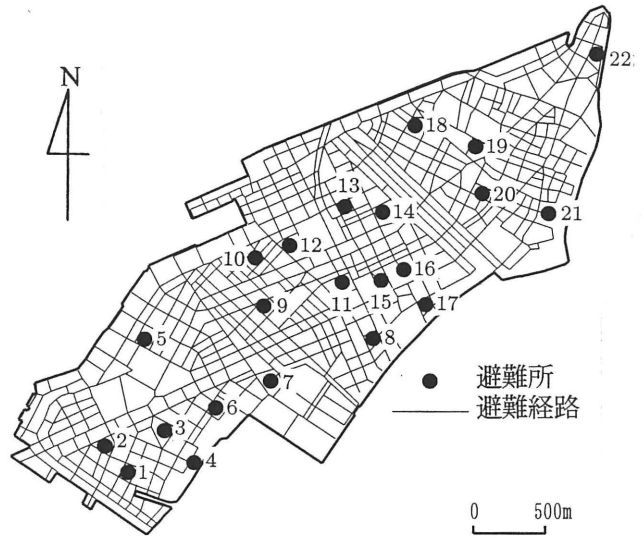
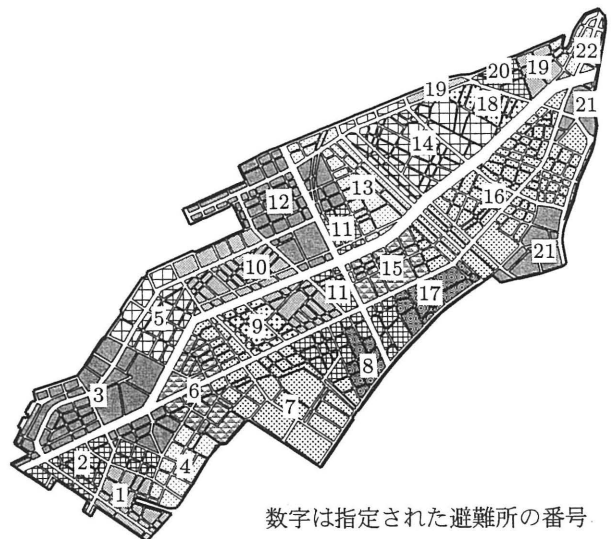


図 6.5 避難所と避難経路



数字は指定された避難所の番号

図 6.6 避難所指定

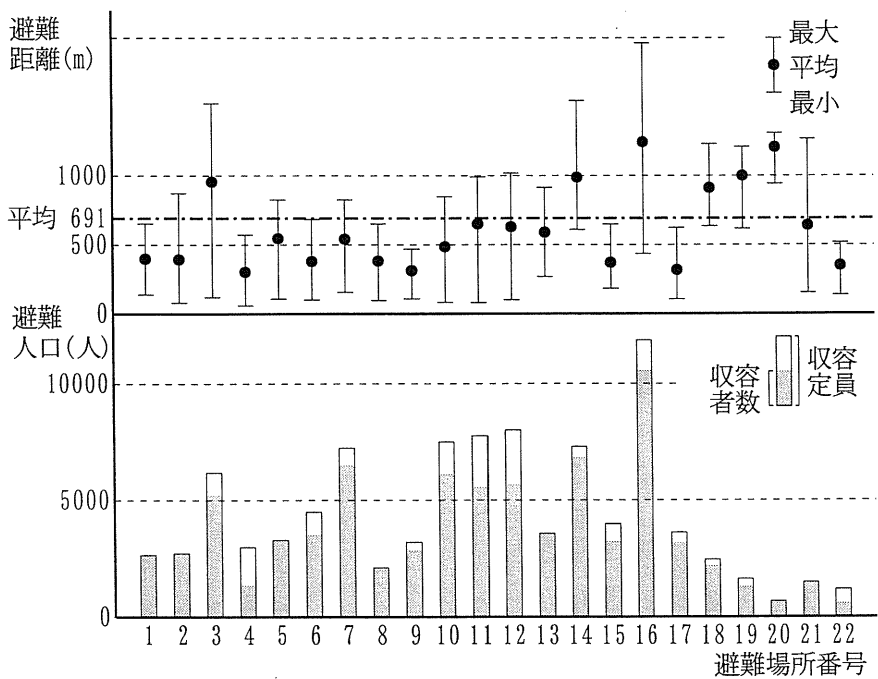


図 6.7 避難距離と避難所の収容状況

6.3.2 デカルト座標系モデルを用いた浸水時避難行動モデルとの比較

まず、本研究で構築したモデル (氾濫解析の部分に街路ネットワークモデルを用いた浸水時避難行動モデル) と、井上ら¹⁶⁾の浸水時避難行動モデル (氾濫解析の部分にデカルト座標系モデルを用いた浸水時避難行動モデル, 以下「従来モデル」とよぶ) との解析結果を比較する. 氾濫解析に用いた条件は 2.5.2 の市街化していない場合で用いたものと同様である. 避難行動解析に用いるパラメータは, t_{ord} を破堤時刻, $\Delta t_{lag}=10$ 分, $R_{ord}=0.50$, $R_{sp}=1.00$ とした場合 (パラメータ I とする) と, $R_{ord}=0.00$, $R_{sp}=1.00$ (強制避難を開始する住民がいないので t_{ord} , Δt_{lag} は値をもたない) とした場合 (パラメータ II とする) を考え, 以下の解析においてもこれら 2 ケースを基本条件とする.

解析結果のうち, 地区別避難失敗率を示したのが図 6.8 である. また, 避難状況の時間変化を示したのが図 6.9 である. いずれの図でも (a)~(f) の計算ケースの組み合わせは図中の表に示すとおりで, 表 6.1 に示す避難パラメータ, 氾濫解析法, 氾濫域の状況の組み合わせで決定される. すなわち, 両図の (a)(b)(c) はパラメータ I, (d)(e)(f) はパラメータ II による結果であり, そのうち従来モデルによる結果は (a) と (d), 市街化していない場合として氾濫解析を行った本研究のモデルによ

表 6.1 解析ケースを構成する要素

避難パラメータ	パラメータ I, パラメータ II
氾濫解析法	デカルト座標系モデル, 街路ネットワークモデル
氾濫域の状況	市街化していない場合, 市街化が進んだ場合

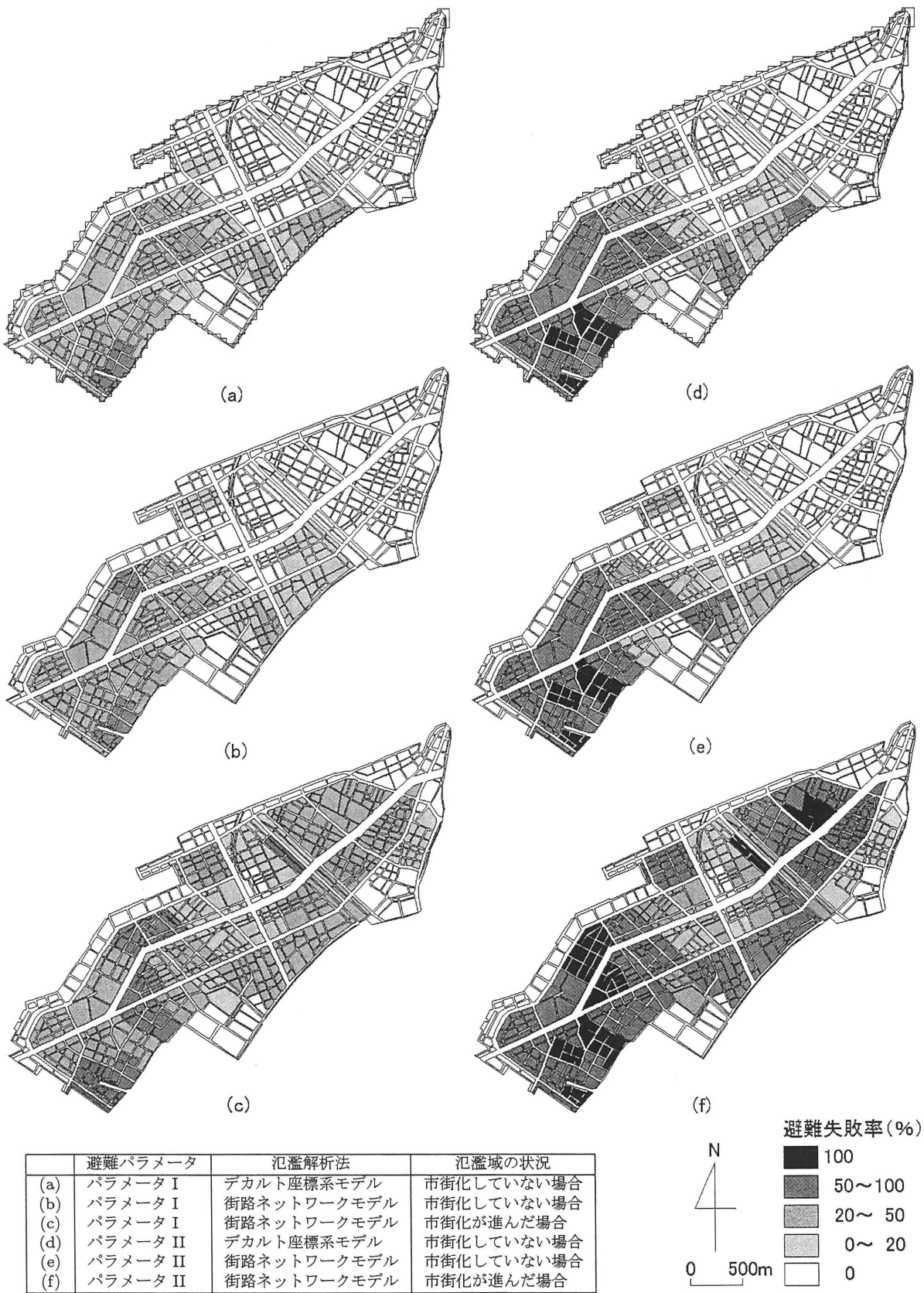


図 6.8 地区別避難失敗率 (従来モデル, ケース 0, ケース 1 の比較)

	避難パラメータ	氾濫解析法	氾濫域の状況
(a)	パラメータ I	デカルト座標系モデル	市街化していない場合
(b)	パラメータ I	街路ネットワークモデル	市街化していない場合
(c)	パラメータ I	街路ネットワークモデル	市街化が進んだ場合
(d)	パラメータ II	デカルト座標系モデル	市街化していない場合
(e)	パラメータ II	街路ネットワークモデル	市街化していない場合
(f)	パラメータ II	街路ネットワークモデル	市街化が進んだ場合

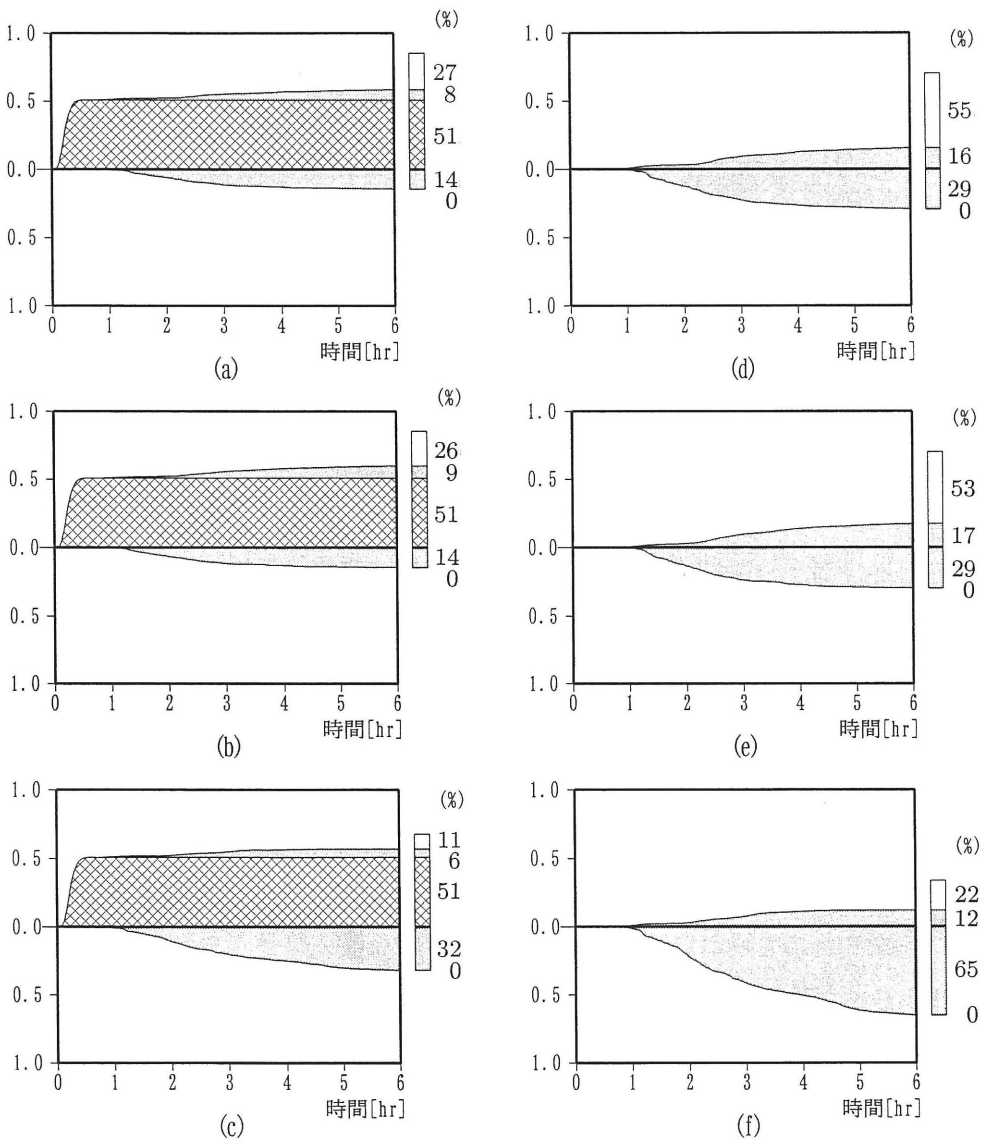
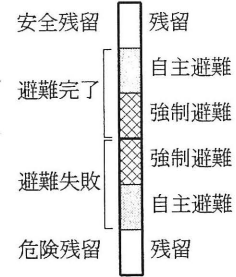


図 6.9 避難状況の時間変化 (従来モデル, ケース 0, ケース 1 の比較)

る結果（ケース0とする）は(b)と(e)である。これらの図の(a)と(b), (d)と(e)をそれぞれ比較すると、両モデルによる結果はほぼ一致していることがわかる。これは、図6.10のデカルト座標系モデル((a)と(d))と市街化していない場合の街路ネットワークモデル((b)と(e))による氾濫解析の結果のうち同時刻、すなわち(a)と(b), (d)と(e)を比較すればわかるように、避難状況を左右する浸水の様子が両モデルの間ではほぼ同様の結果となっているためである。したがって、氾濫解析による浸水の状況がほぼ同様であれば、従来モデルと街路ネットワークモデルを用いた浸水時避難行動モデルはほぼ大差ない結果をもたらすことが確認された。

6.3.3 道路・建造物の影響を考慮した解析

本研究で、氾濫解析に街路ネットワークモデルを用いて浸水時避難行動解析を行う理由は、街路ネットワークモデルを用いれば都市域の道路や建造物の影響を考慮することが可能となり、浸水時避難行動解析もより現実的に即して行うことができると考えたからである。そこで、街路ネットワークモデルによって2.5.3の市街化が進んだ場合と同じ条件で道路、建造物の影響を考慮した氾濫解析を行った結果を、浸水開始2時間後と4時間後についてそれぞれ図6.10(c), (f)に示す。図6.10の(a)(b)と(c), (d)(e)と(f)を比較すると、道路や建造物の影響を考慮することにより氾濫水の伝播速度が速くなり、領域の北東部にまで氾濫域が及んでいることがわかる。

このようにして道路・建造物の影響を考慮した氾濫解析モデルと避難行動モデルとを組み合わせた浸水時避難行動モデルによる結果（ケース1とする）のうち、地区別避難失敗率を図6.8の(c), (f)に、避難状況の時間変化を図6.9の(c), (f)に示す。両図とも(c)はパラメータI, (f)はパラメータIIの結果である。これらの図の(a)(b)と(c), (d)(e)と(f)をそれぞれ比較すると、ケース1の結果は、従来モデルやケース0と比較して避難状況が大きく悪化していることがわかる。これは、当然のことながら市街化が進んだ場合の街路ネットワークモデルによる氾濫解析の結果がより深刻であることに起因する。具体的にみると、まずケース1では領域の北東部において避難失敗者が現れており、しかもかなり高い割合で失敗している。また、自主避難失敗者の割合が大きく増加している。これは、ケース1では非浸水性の建造物により、氾濫域が拡大したことが原因と考えられる。したがって、新たに浸水した北東部の地区で浸水を認知してから避難（自主避難）を開始した住民が増加したが、この周辺はとくに地盤が低いため浸水深が大きくなりがちなため、自主避難失敗者の割合が増加したと考えられる。また、領域の南東部でも失敗率が上昇した地区が数箇所みられる。これも同様に、非浸水性の建造物の影響により氾濫水が速く到達したことが原因と考えられる。

街路ネットワークモデルの特徴は、市街地の道路や建造物の影響をより詳細に取り入れることができる点にある。このような氾濫解析モデルを用いた浸水時避難行動モデルを構築することによって、道路や建造物の影響を考慮した浸水時避難行動解析が可能になっており、都市域での避難に関

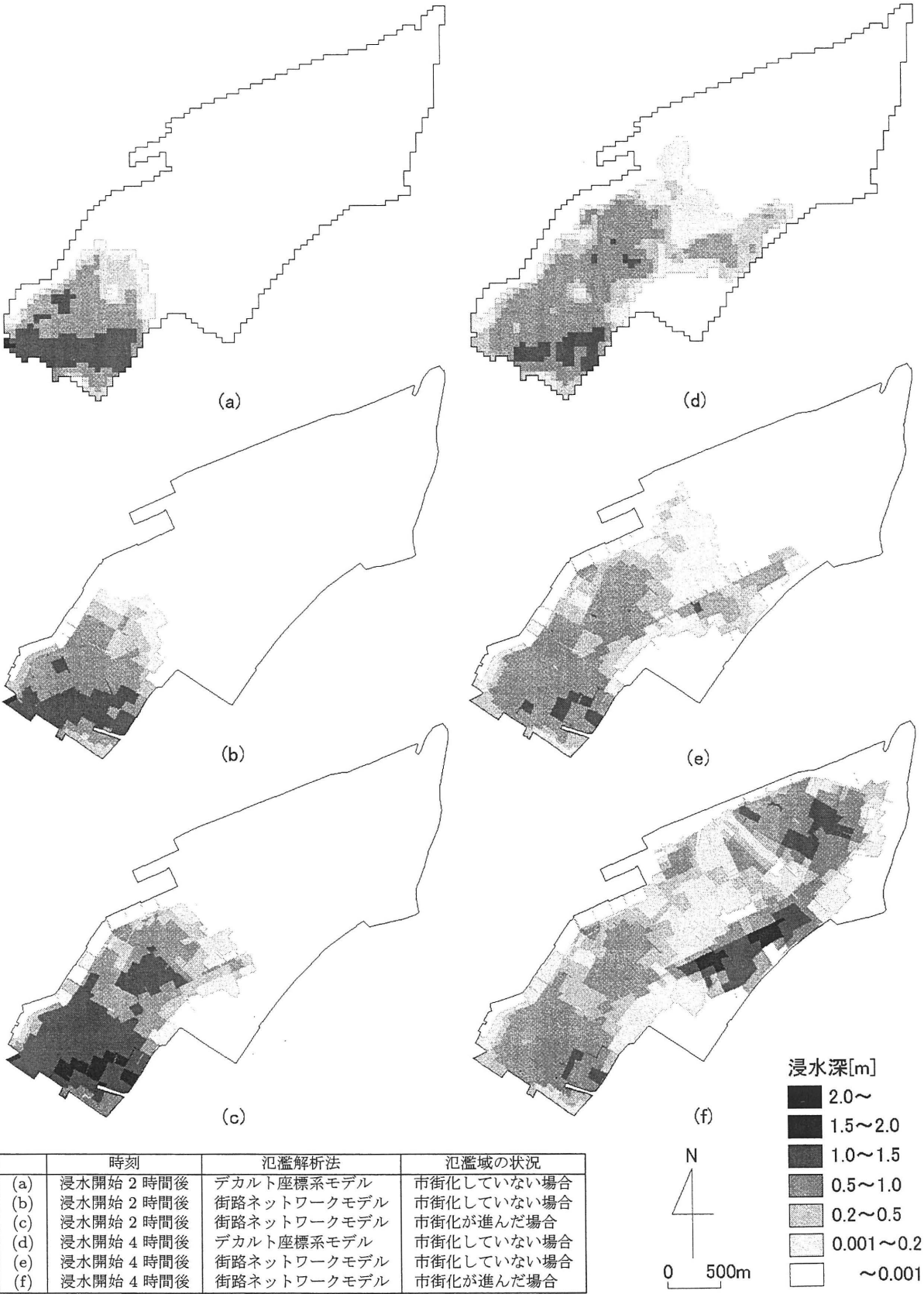


図 6.10 避難行動解析に用いた氾濫解析の結果

して、従来モデルと比較してより高度な浸水時避難行動モデルが構築されたといえる。

6.4 避難対策・避難行動に関する考察

6.4.1 避難情報の伝達速度

実際の水害時において、避難情報が発令される際にはさまざまな形の伝達手段が採用される。ここでは、さまざまな伝達手段をその伝達速度の違いによって表現し、それらが避難状況に与える影響を考察する。避難情報の伝達手段として、サイレン、広報車、‘ロコミ’の 3 つのケースを考え、それぞれの手段が単独に用いられた場合の避難状況の時間変化を求める。避難情報は領域内に設置した 3ヶ所の基地局から破堤時刻と同時に発令されるとし、情報伝達速度は西原¹⁴⁾の文献から、サイレンは 300m/分、広報車は 85m/分、‘ロコミ’は 10m/分で同心円状に伝達されるとする。ただし本節においては情報伝達速度の影響がより明らかにみられるように、避難情報を聞いた住民ユニットはただちに全員が避難を開始するものとする（すなわち、 $\Delta t_{lag} = 0$ 分、 $R_{ord} = 1.00$ ）。また、 $R_{sp} = 1.00$ とする。

解析結果のうち、避難状況の時間変化を図 6.11 に示す。この結

	発令時刻	開始時差	強制避難指数	自主避難指数	伝達手段
(a)	破堤時刻	0 分	1.00	1.00	サイレン
(b)	破堤時刻	0 分	1.00	1.00	広報車
(c)	破堤時刻	0 分	1.00	1.00	‘ロコミ’

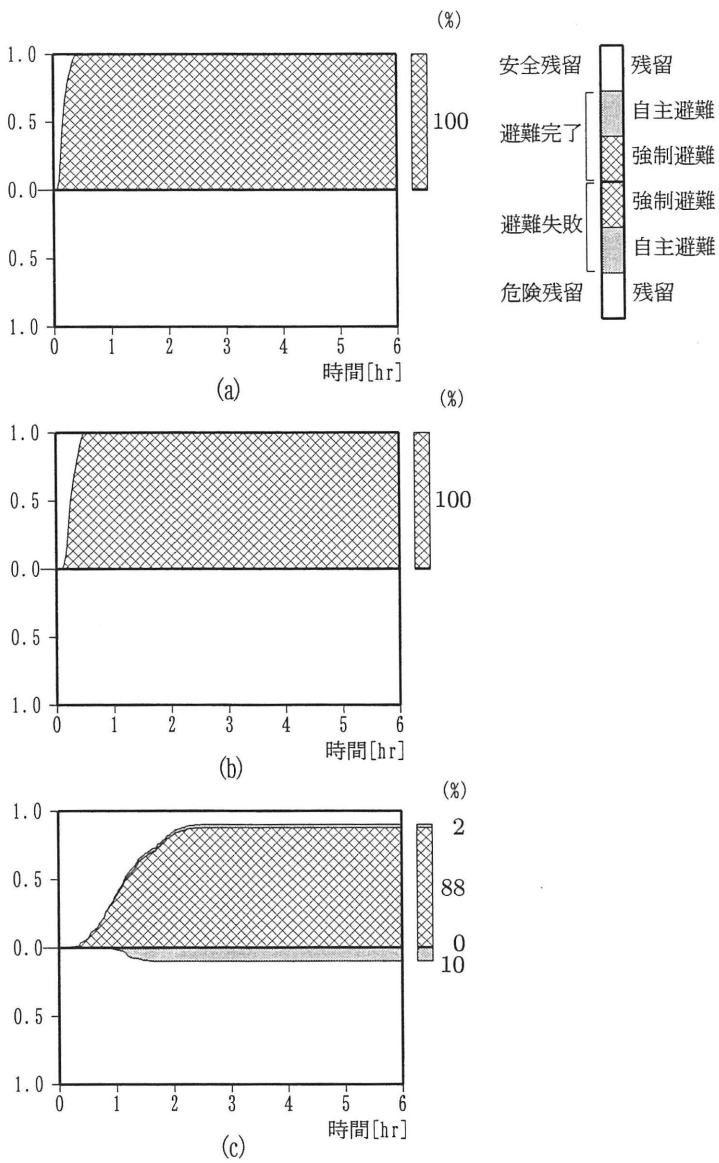


図 6.11 避難状況の時間変化 (情報伝達速度の比較)

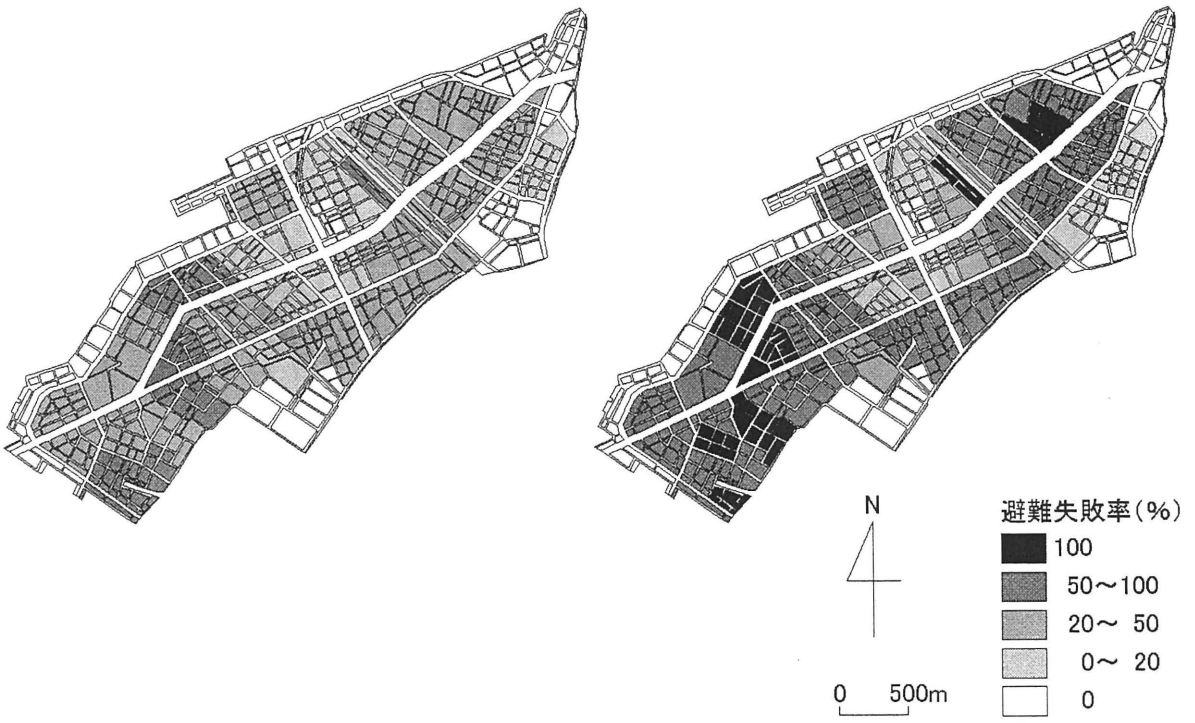
果をみると、サイレンや広報車で避難情報が伝達された場合、住民はただちに強制避難を開始し、全員が避難に成功している。しかし、‘口コミ’で伝達された場合、伝達速度が遅いために避難完了までに要する時間がサイレンや広報車の場合と比較して長くなっている。また、自主避難を行っている住民が現れていることから、避難情報が届く前に氾濫水が到達する地区もあるとみられ、しかもそのほとんどは避難に失敗している。以上のことから、避難情報の伝達は迅速に行われることが望ましく、サイレンや広報車などを用いた迅速な情報伝達システムの確立が重要であることが確認される。

6.4.2 住民の移動速度

本研究で用いている避難行動モデルでは、領域内の全住民ユニットが同じ速度で移動するとしている。しかし、実際には個々の住民の移動速度は一律ではなく、何らかの分布をもっていると考えられる。ここでは、移動速度の違いが避難状況に与える影響について考察する。

まず、全住民ユニットのうちの20%は式(6.4)で求められる標準速度の0.5倍で移動するとし、残りの80%は式(6.4)で求められる標準速度で移動するという分布を与える。ケース1の結果のうち、地区別避難失敗率を図6.12の(a), (c)に、同じく移動速度に分布を与えたケースの結果を(b), (d)に示す。なお、(a)(b)はパラメータI, (c)(d)はパラメータIIの結果である。これらの図の(a)と(b), (c)と(d)をそれぞれ比較すると、両者ともほとんど同じ結果になっていることがわかる。また、移動速度に分布を与えたケースの避難状況の時間変化を図6.13の(a), (d)に、そのうちの移動速度を0.5倍にした住民について(b), (e)に、標準速度の住民について(c), (f)に示す。図の(a)(b)(c)はパラメータI, (d)(e)(f)はパラメータIIの結果である。この図をみても、移動速度を0.5倍にした住民の避難失敗率がやや高くなっているものの、3者の間に大きな差はみられない。

この結果からは、住民の移動速度は避難状況にそれほど大きな影響を及ぼさないということが予想されるが、それを確認するために、さらに全住民ユニットの移動速度を0.5倍にした場合と1.5倍にした場合を考える。解析結果のうち、地区別避難失敗率を図6.14に、避難状況の時間変化を図6.15に示す。両図とも(a)(b)(c)はパラメータI, (d)(e)(f)はパラメータIIの結果であり、また(a)と(d)はケース1, (b)と(e)は移動速度を0.5倍にしたとき、(c)と(f)は移動速度を1.5倍にしたときの結果である。これらの図の(a)と(b)と(c)を比較すると、やはり全住民ユニットの避難速度を変化させても避難状況はほとんど同じ結果となっている。このことは(d)と(e)と(f)の比較でも同様にいえる。この場合は強制避難を開始する住民がいなかったため避難する住民は全て自主避難によるものであり、住民は氾濫水が到達すると同時に避難を開始し、その伝播速度と競うようにして移動することになるため移動速度の影響が最も大きく現れると考えられるにもかかわらず、その影響はわずかである。むしろこれらの図の(a)と(d), (b)と(e), (c)と(f)の間の変化(強制避難指数の



(a) ケース 1 (パラメータ I のとき)

(c) ケース 1 (パラメータ II のとき)

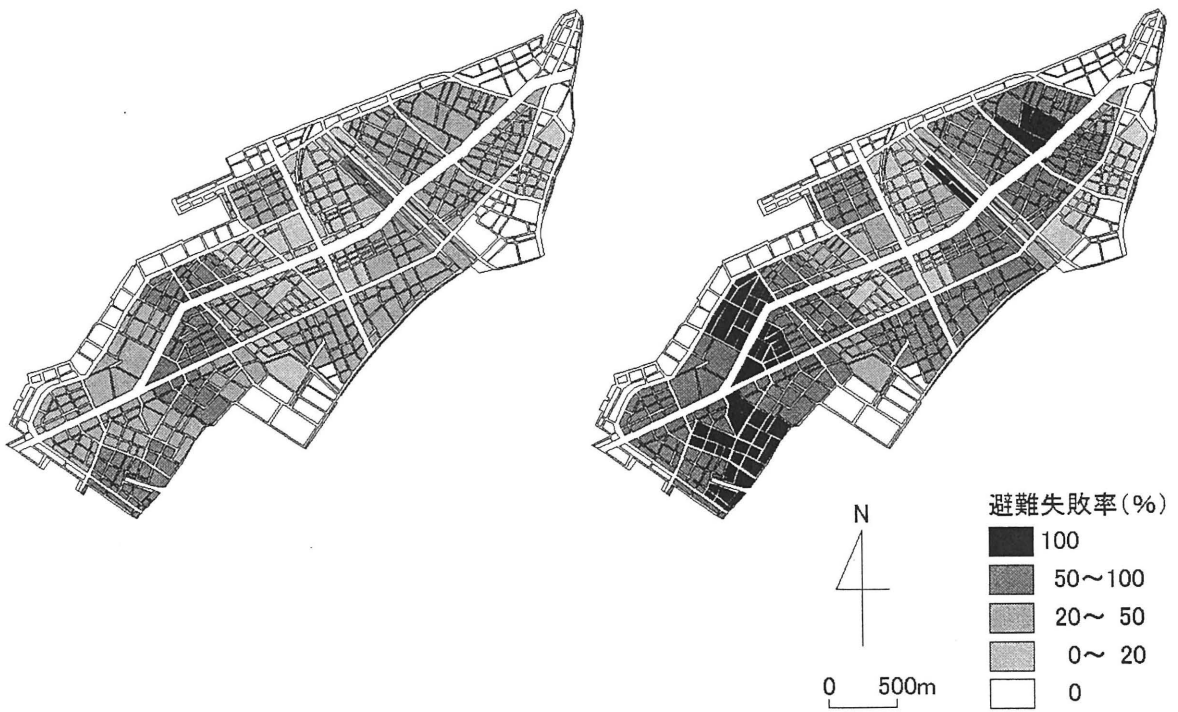
(b) 移動速度に分布を与えたケース
(パラメータ I のとき)(d) 移動速度に分布を与えたケース
(パラメータ II のとき)

図 6.12 地区別避難失敗率 (移動速度に分布を与えた場合)

	避難パラメータ	速度分布
(a)	パラメータ I	全体
(b)	パラメータ I	0.5 倍の層
(c)	パラメータ I	標準速度の層
(d)	パラメータ II	全体
(e)	パラメータ II	0.5 倍の層
(f)	パラメータ II	標準速度の層

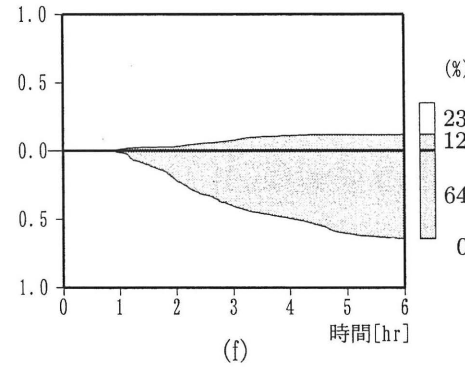
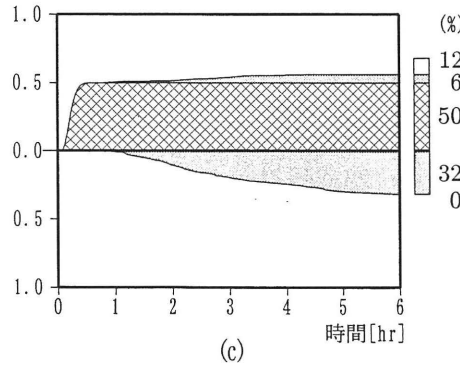
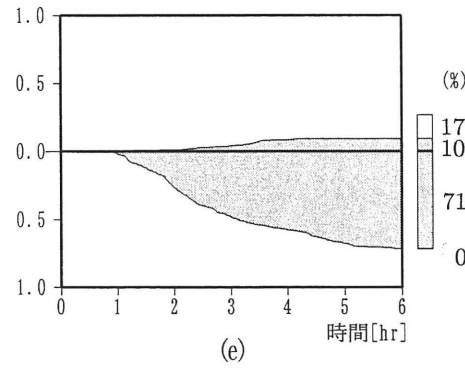
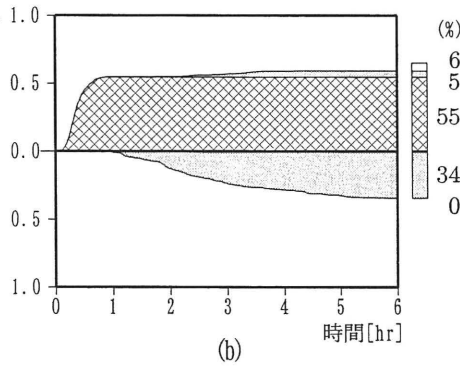
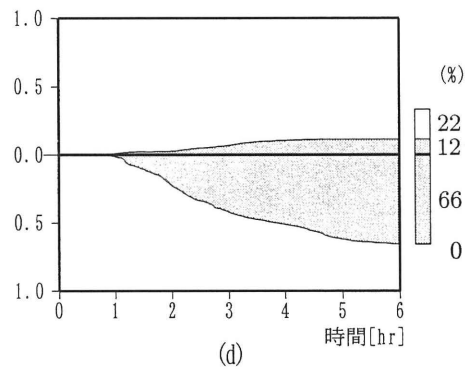
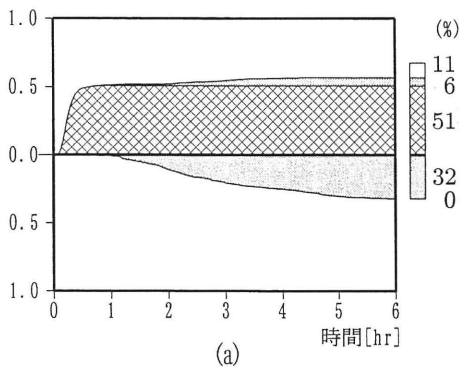
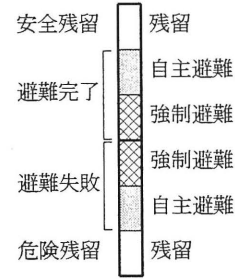


図 6.13 避難状況の時間変化 (移動速度に分布を与えた場合)

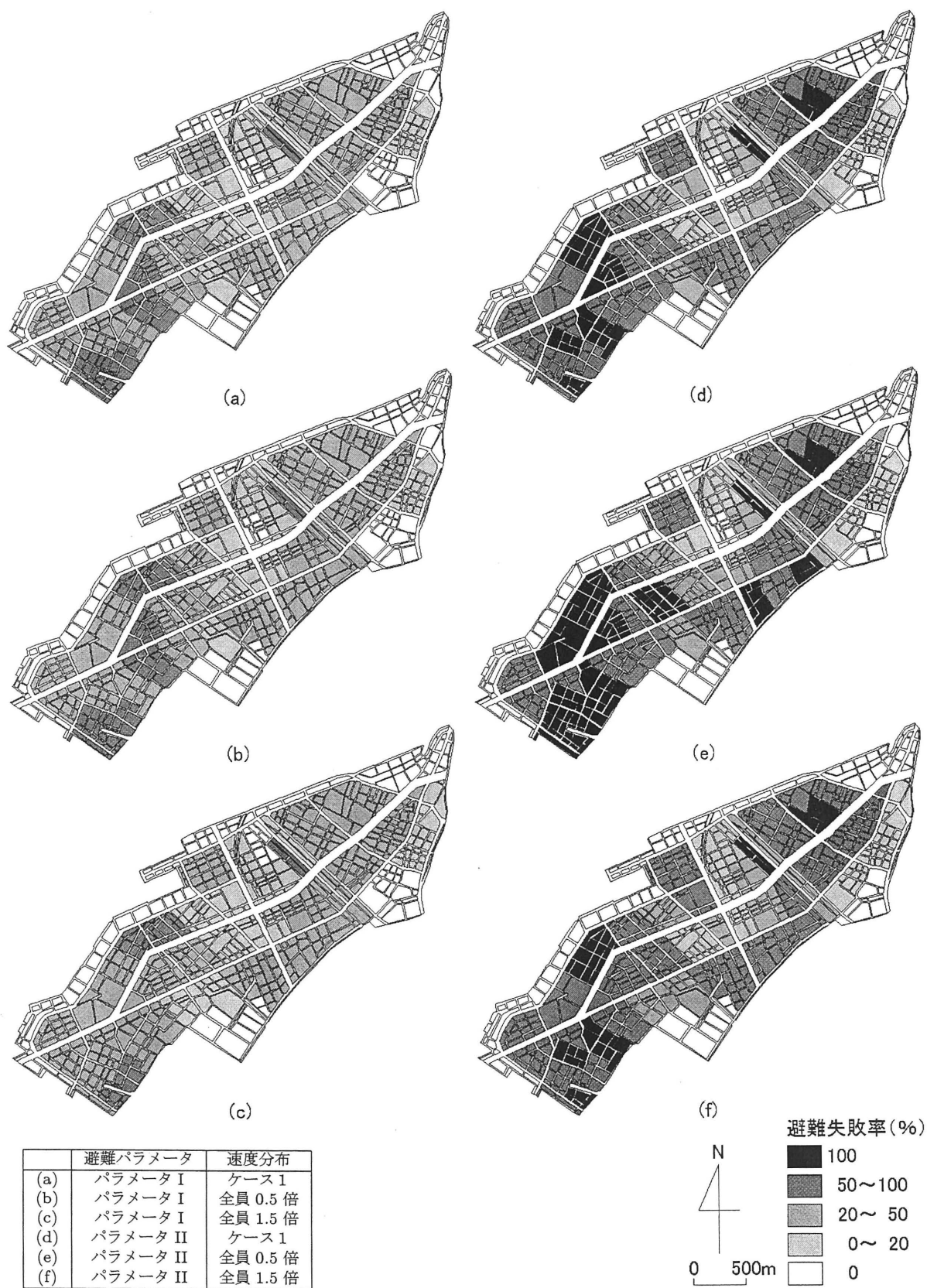


図 6.14 地区別避難失敗率 (移動速度を変化させた場合)

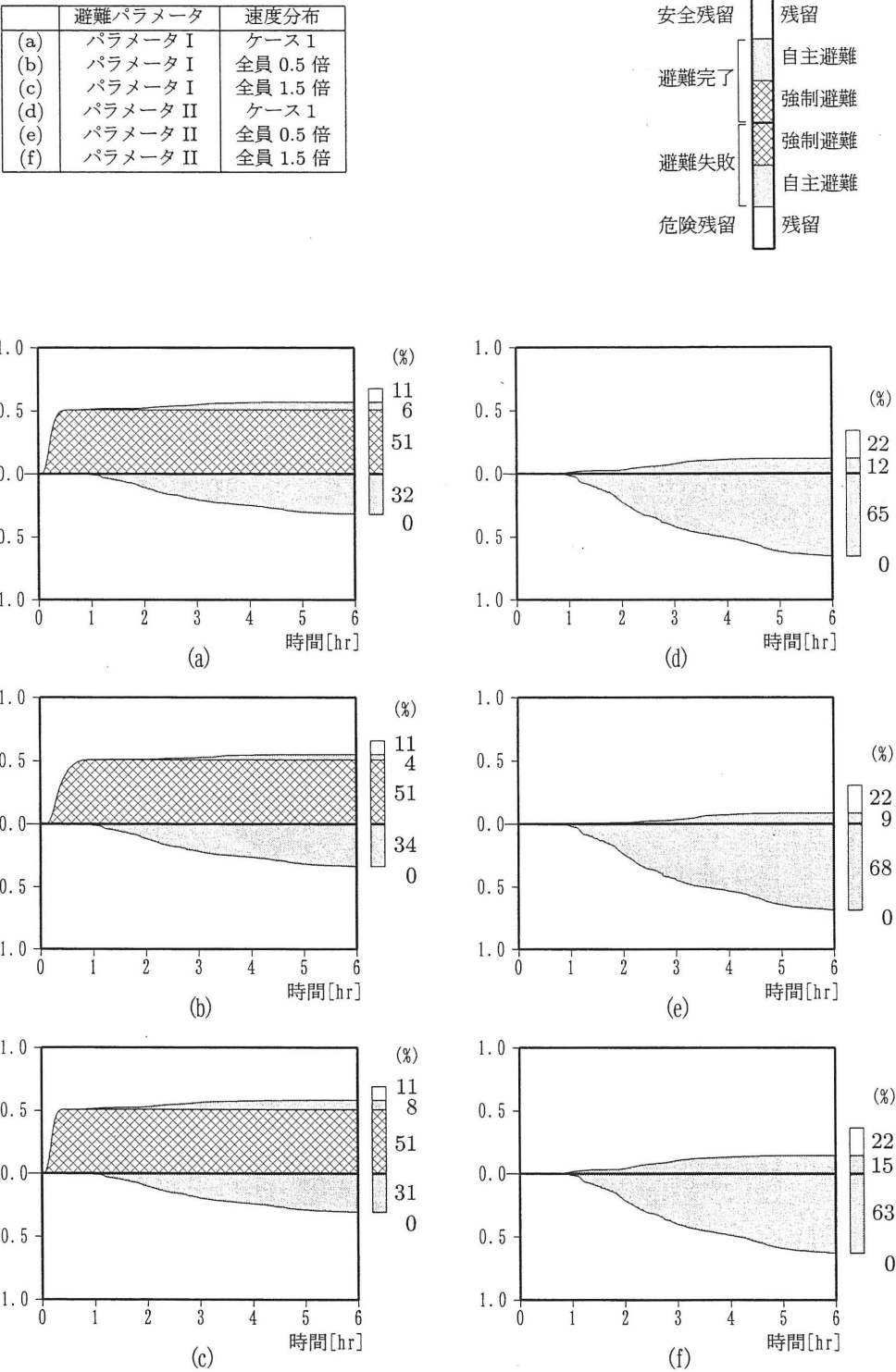


図 6.15 避難状況の時間変化 (移動速度を変化させた場合)

ちがいによる変化)の方が明らかに著しい。この原因としては、この領域の平均避難所要時間が約10分間と比較的に短いために、移動速度が変化することによって避難所要時間が数分間変化したところで、避難失敗率に大きくは反映されなかったと考えられる。

6.4.3 一次避難所としての高層住宅

浸水時に、避難所までの距離が遠い住民のためにオフィスビルやマンションといった高層建築物を一次避難所として設ければ、さらなる被害軽減につながるであろう。

そこで、図 6.16 のように高層住宅の占める割合の高い住区のうちの3カ所(図中▼)を一次避難所 A～C として設定し、これらの避難場所にはそれぞれ図中の地区1～3の住民が避難すると仮定する。図にはこれらの地区のうちの代表的な住区(図中◎)をとり出して、その避難経路の変化をあわせて示している。例えば、地区1の指定避難所は3番の避難所であったが、ここでは一次避難所 A に避難するものとする。一次避難所では、滞在時間も重要な検討項目であるので、浸水深の影響をより詳細にとらえるため、図 2.17 の流入流量が0になる時刻より、式(2.9)の段落ち式を用いて破堤点からの氾濫水の排出を考慮することとする。その他の氾濫の条件は 2.5.3 で用いたものと同様である。また、避難行動にはパラメータ I を用いる。

破堤点を図 6.16 の「破堤点1」としたときの解析結果のうち、地区1～3の避難失敗率について、ケース1に氾濫水の排出を考慮した場合と、高層住宅住区の一次避難所を設置した場合とを比較したものを図 6.17(a) に示す。地区3は避難失敗率が減少しており、一次避難所の効果が確認される。この地区は、破堤点から遠く、その上避難距離が大幅に短縮されたために避難状況の改善につながったと考えられる。地区1は避難距離が短縮されたにもかかわらず避難失敗率が上昇してい

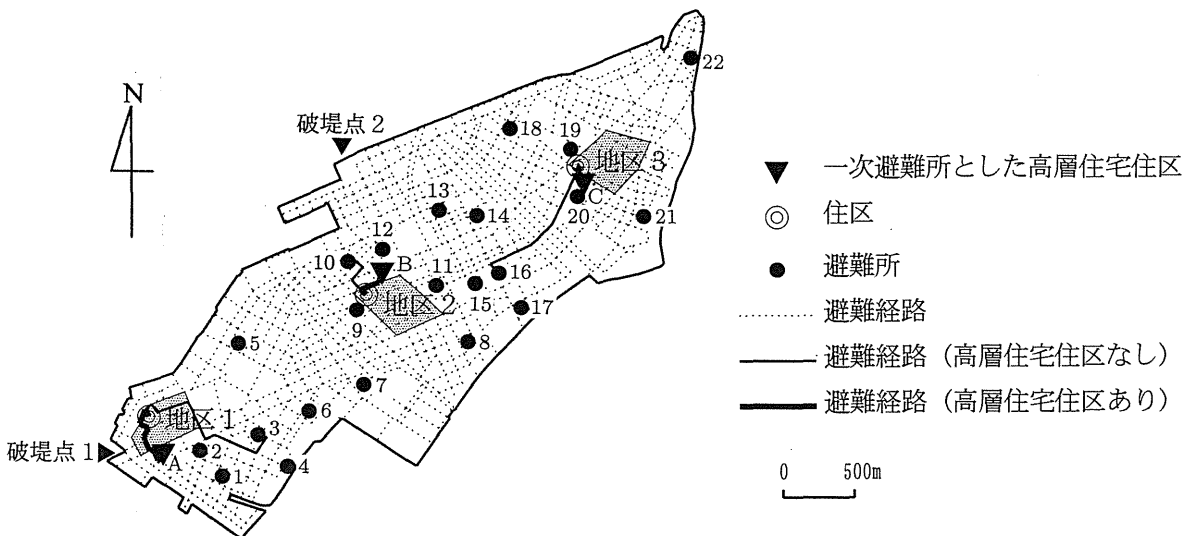


図 6.16 高層住宅住区と避難経路の変化

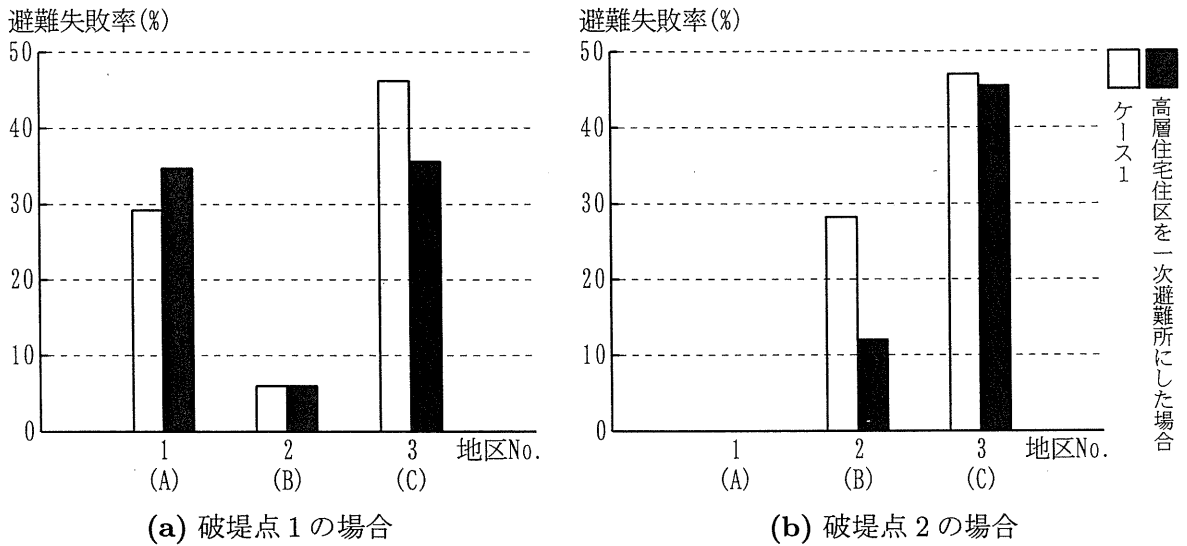


図 6.17 地区別避難失敗率の変化

るが、これは避難経路が破堤点寄りに変更されるためにかえって避難中に失敗する確率が高くなったためであろう。地区 2 は一次避難所の設定前後で避難失敗率に大きな変化がみられないが、この地区は一次避難所を考えても避難距離には大きな変化がないうえに、周辺の地盤が比較的高く浸水深が浅いことからこのような結果になったと思われる。

以上のように、地区 3 については高層住宅の効果がみられたが、地区 1 と 2 はその効果がみられなかった。これは破堤点との位置関係に大きく依存すると予想される。そこで、氾濫状況が変化したときの高層住宅住区の効果をみるために、図 6.16 に示す「破堤点 2」から氾濫水が流入するとして同様の解析を行った。そのときの地区 1 ～ 3 の避難失敗率について、破堤点 1 のときと同様の比較を図 6.17(b) に示す。まず、地区 1 で一次避難所の設定前後で避難失敗率が 0 となっているのは、破堤点からの距離が遠く、この地区まで氾濫水が到達していないからである。地区 2 と 3 に関しては避難失敗率が減少しており、高層住宅の効果がみられた。しかし地区 2 は大幅に避難失敗率が減少しているのに対して、地区 3 はその減少がわずかであり、破堤点 1 の場合と逆の結果となっている。地区 2 に関しては、避難経路の変更前後とも避難する方向は破堤点に向かっていているため、より避難距離の短い一次避難所に避難した方が安全な結果になった。また地区 3 に関しては、破堤点 1 の場合と比較して破堤点からの距離が近いいため氾濫水が速く到達し、しかも周辺の地盤が低いために氾濫水が集まりやすく、地区 2 ほどの改善にはいたらなかったのであろう。

以上の結果から、高層住宅を一次避難所として設定した場合、避難状況の改善につながる場合と、それほど改善されない場合とがあることがわかった。また、避難の改善度は、避難所や避難経路の地盤高、破堤点の位置や避難する方向などに大きく依存することも知られた。したがって、避難先や避難経路を決定する際には単に避難距離の短縮のみを考慮するだけでなく、浸水しやすい経路を把握しておくことや、そのような経路をできるだけ通らずにすむ配慮も重要といえよう。

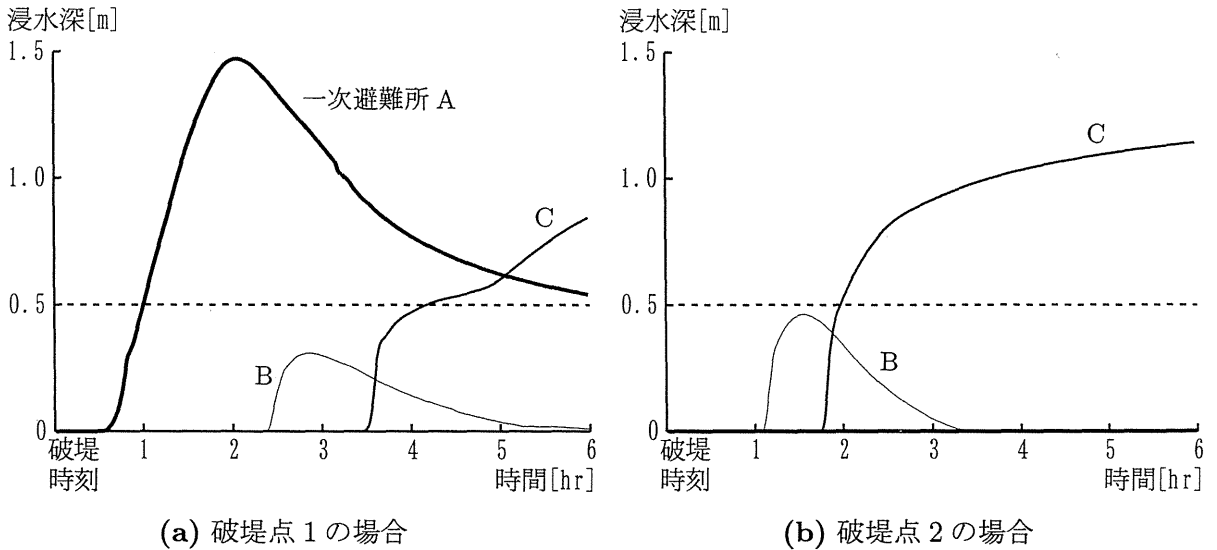


図 6.18 地点浸水深の時間変化

最後に、3ヶ所の一次避難所における地点浸水深の時間変化について、破堤点 1 の場合を図 6.18(a) に、破堤点 2 の場合を図 6.18(b) に示す。まず破堤点 1 の場合の一次避難所 A は破堤点から近いために氾濫水の到達が速く、浸水深もかなり大きい。時間の経過とともに浸水深は減少しているものの、浸水開始後 6 時間を経過しても 0.5m 以下にはならない。破堤点 2 の場合には破堤点から遠いために、氾濫水は到達していない。一次避難所 B は地盤が比較的高いために、破堤点 1 の場合も 2 の場合も浸水深は 0.5m に到達することなく 2～3 時間で水が引いている。一次避難所 C は地盤が低く地形的にも窪地のようになっている地区であるために、破堤点 1、2 の場合とも、浸水開始後 6 時間を経過しても浸水深は増加を続けている。

以上のことから、一次避難所 B のように氾濫水が数時間で排出されるような地域では、一次避難所として避難してきた住民は長時間の滞在を避けることができる。一方、一次避難所 A や C は浸水深が大きい上、氾濫水の滞留時間は長時間に及ぶため、避難してきた住民は長時間の滞在を強いられることになり、一次避難所として望ましいとはいえない。したがって、一次避難所を考える際、そこに避難した住民が長時間滞在することを避けるには、その地盤高の特性をも考慮して設定することが重要である。

6.5 結語

本章では、道路や建造物の影響を考慮に入れられる氾濫解析モデルと避難行動モデルとを組み合わせることによって、都市域における浸水時避難行動解析の高度化を試みた。ここで得られた成果は、以下のとおりである。

- (1) 氾濫解析と避難行動解析とを同時に行う浸水時避難行動解析の高度化を目的として、氾濫解析

には、従来のデカルト座標系モデルに代わって第 2 章で構築した街路ネットワークモデルを適用した。氾濫解析に用いる条件が同じであればデカルト座標系モデルと街路ネットワークモデルはほぼ同様の氾濫結果を与えることは第 2 章で示されているとおりで、両モデルに基づく浸水時避難行動解析の結果もまたほぼ一致することが確認された。

- (2) 2.5.3 と同様、占有率、通過率および粗度係数というパラメータを設定することによって、本研究で構築した浸水時避難行動モデルのうち、氾濫解析において道路・建造物の影響を考慮することが可能となり、その影響が避難状況にも現れることが確認された。本モデルによって都市域の浸水時避難行動モデルが高度化されたといえる。
- (3) 避難情報を伝達する媒体の特性を伝達速度によって表現し、それが避難状況に与える影響を考察した。その結果、サイレン、広報車といった十分速い伝達速度をもつ媒体によって避難情報が伝達された場合には避難行動が安全に行われるが、伝達速度が遅いと浸水を認知してから避難を開始することになりかねず危険であることが知られた。避難情報の伝達には迅速な手段を確立することが望ましい。
- (4) 住民の移動速度の相違による避難の成否の差はごくわずかであった。結果として、本研究で対象とした領域のように避難所要時間が短い場合には、住民の移動速度は避難状況にそれほど大きな影響を及ぼす要因とはならないことがわかった。
- (5) 指定避難所に到達する前に高層住宅を一次避難所として活用する効果を考察した。その結果、一次避難所としての高層住宅の有効性が認められる場合もあったが、かえって避難状況が悪化する場合もあった。それは、避難状況は避難距離のみに依存するのではなく、破堤点との位置関係、避難する方向、また避難所の地盤高などの影響を大きく受けるためと考えられる。したがって、高層住宅を一次避難所として利用する際にはこれらの点を考慮することが重要であるとともに、そこでの滞在時間、すなわち排水が速やかに行われるかどうかという点にも配慮しなければならないことを確認した。

参考文献

- 1) 建設省河川局：洪水ハザードマップ作成要領および解説書，1994.
- 2) 片田敏孝・及川 康・三村清志：洪水ハザードマップの作成状況と作成自治体による事後評価，水工学論文集，第 45 巻，pp.31-36，2001.
- 3) 国土庁：防災白書（平成 12 年版），pp.300-305，2000.

- 4) 武田 誠・井上和也・戸田圭一・川池健司：高潮ハザードマップと避難に関する二・三の検討，海岸工学論文集，第44巻，pp.356-360，1997.
- 5) 今本博健・石垣泰輔・大年邦雄：昭57.7 長崎水害における住民の避難行動について，京都大学防災研究所年報，第26号 B-2，pp.127-138，1983.
- 6) 今本博健・石垣泰輔・大年邦雄：昭57.8 大和川水害における住民の避難行動について，京都大学防災研究所年報，第26号 B-2，pp.139-149，1983.
- 7) 今本博健・石垣泰輔・大年邦雄：水害時の災害情報と避難行動に関する研究，昭和63年度科学研究費補助金(重点領域(1))研究成果報告書「災害情報と避難行動に関する研究」，pp.47-62，1989.
- 8) 建設省土木研究所河川部総合治水研究室：水害時の避難行動に関する調査報告書—緑川水系御船川昭和63年5月洪水における避難行動—，土木研究所資料 第2862号，1990.
- 9) 建設省土木研究所河川部総合治水研究室：水害時の避難行動に関する調査報告書(2)—六角川平成2年7月洪水における避難行動—，土木研究所資料 第3098号，1992.
- 10) 片田敏孝・清水義彦・及川 康・田中隆司：水害意識の構造とその形成規定要因，土木学会第53回年次学術講演会概要集 第2部，pp.148-149，1998.
- 11) 浅田純作・片田敏孝・及川 康：平成10年8月末郡山水害における住民の災害情報取得に関する実態分析，水工学論文集，第44巻，pp.307-312，2000.
- 12) 長尾正志：水害情報の伝達と避難計画のシミュレーション研究—名古屋市港区を中心として—，昭和63年度科学研究費補助金(重点領域(1))研究成果報告書「災害情報と避難行動に関する研究」，pp.63-76，1989.
- 13) 建設省土木研究所河川部総合治水研究室：避難シミュレーション—吉田川(鳴瀬川水系)を事例として—，土木研究所資料 第2933号，1991.
- 14) 西原 巧：氾濫解析に基づく避難システムの河川工学的研究：京都大学学位論文，1983.
- 15) 高橋 保・中川 一・東山 基：洪水氾濫水の動態を考慮した避難システムの評価に関する研究，京都大学防災研究所年報，第32号 B-2，pp.757-780，1989.
- 16) 井上和也・戸田圭一・栗原 哲・武田 誠・谷野知伸：洪水ハザードマップの作成についての一考察，京都大学防災研究所年報，第39号 B-2，pp.459-482，1996.

- 17) 高棹琢馬・椎葉充晴・堀 智晴：水害避難行動のマイクロモデルシミュレーションと制御に関する研究，土木学会論文集，No.509/II-30，pp.15-30，1995.
- 18) 古林 隆：ネットワーク理論，OR ライブラリー 12，日科技連，pp.47-52，1976.
- 19) 大阪市防災会議：大阪市地域防災計画，1993.

第7章

結論

本研究では、都市における氾濫解析法を構築し、それをわが国のいくつかの都市域にその水理特性を考慮しながら適用した。得られた成果を以下のようにまとめ、結論とする。

第1章では、わが国の都市水害の歴史を簡単に振り返り、都市水害対策の一手法として各都市域の特性を表現しうる氾濫予測手法を確立することの重要性を論じた。

第2章では、本研究で用いる氾濫解析の方針を明らかにし、対象とした都市域を道路とそれ以外の部分(住区)に分割することをねらいとして、格子形成方法の異なる4種類の都市氾濫解析手法(デカルト座標系モデル、一般曲線座標系モデル、非構造格子モデル、街路ネットワークモデル)を提示した。また、これらの各手法において、全解析格子を道路格子と住区格子に二分し(デカルト座標系モデルは住区格子のみ)、各解析格子に占有率、各格子境界に通過率という概念をそれぞれ導入し、さらに道路格子の粗度係数を住区格子のそれより値を小さくするという手法を用いることによって、市街地の道路・建造物の影響を考慮した解析を可能とした。上記4手法の特性を比較したところ、デカルト座標系モデルは大まかな氾濫の様子が知りたいときに、一般曲線座標系モデルや非構造格子モデルは主要な道路の影響を考慮したいときに、街路ネットワークモデルは細かい道路沿いの流れを表現したいときに適したモデルであるという結論を導いた。これら4手法を大阪市港区の高潮氾濫解析に適用したところ、道路・建造物の影響を考慮しないケースでは、つまり都市化していない場合には、4手法による結果にほとんど差は認められなかったが、占有率、通過率、粗度係数を用いて道路・建造物の影響を考慮すれば氾濫水の伝播速度に差が生じ、道路を道路格子として識別できる度合いの高いモデルほど氾濫水が速く伝播する傾向がみられた。

第3章では、河川堤防の破堤による洪水氾濫災害を対象とした。非構造格子モデルを適用することによって、氾濫現象に少なからず影響を及ぼす中小河川や連続盛土を、ほぼ地形図どおりの形状で解析にとり入れることができた。また、中小河川は周囲の格子よりも地盤の低い格子の連続で表現し、中小河川の堤防および連続盛土は格子境界に存在する直立壁(越流堰)として越流公式を適用することによって、これらを解析において特別な取り扱いをすることなく平面二次元非定常流と

して氾濫解析できるようにした。この手法を利根川右岸の中川・綾瀬川流域に適用したところ、従来モデルでは表されなかった中小河川による氾濫水の排水、中小河川堤防や連続盛土による氾濫水の遮断が適切に表現され、計算された浸水域は過去の水害実績とよく一致することを確認した。

第4章では、大阪府の寝屋川流域を対象として、内水氾濫災害の発生機構のモデル化を試みた。このモデルでは、寝屋川流域のほぼ全域を対象とし、対象領域を山地部、河川網、下水道網、堤内地に分割してモデル化を行った。すなわち、それぞれの部分領域に kinematic wave モデルによる流出解析、特性曲線法による一次元不定流解析、下水道の流下能力の上限を考慮した連続式のみによる解析、非構造格子モデルによる二次元氾濫解析を適用した。まず、簡単な検証例として、ポンプ場の排水実績および過去の主要な水害時の浸水域と解析結果を比較したところ、本モデルによって寝屋川流域の浸水特性をかなり表現できることを確認した。つぎに、このモデルを用いて、戦後最大実績降雨に対する解析を行い、内水氾濫に対して危険な箇所や各種治水施設の効果について論じることができた。

下水道モデルについては連続式・運動量式を用いた力学的なモデルに改善する余地が残されていること、およびより多くの観測データをもとにモデルを検証することが今後の課題と考えている。

第5章では、急傾斜都市である神戸市の生田川流域を対象とし、土砂・氾濫災害による危険性を考察した。山地部では、kinematic wave モデルによる雨水流出解析と一次元河床変動解析を結合させることによって、土砂を含んだ雨水の流出流量および土砂濃度のハイドログラフを求めることができた。さらにこれらのハイドログラフを都市部の上流端境界条件として、道路・建造物を考慮した非構造格子モデルに基づく平面二次元氾濫解析を行うという、都市域の土砂・氾濫解析手法を提示することができた。そして、雨水のみによる氾濫解析結果と雨水および土砂の流出を考慮して解析した結果を比較することによって、急傾斜都市での氾濫解析において土砂を考慮することの重要性を確認した。また、堆積土砂による生田川の河床上昇によって氾濫が生じていることが予想されるほか、土砂濃度分布の時間変化から、土砂が生田川から道路を伝って伝播・堆積している様子も確認した。

第6章では、氾濫解析モデルの防災対策への適用例として、浸水時避難行動解析を行った。ここで用いた浸水時避難行動モデルは氾濫解析と避難行動解析を同時に行うものであり、氾濫解析には、デカルト座標系モデルを用いていた方法に代わって、本研究では街路ネットワークモデルに基づいたモデルを適用する高度化を図った。すなわち、街路ネットワークモデルで考慮する道路網と避難行動に用いる避難経路を一致させることによって、そこで得られた浸水深を直接浸水時避難行動解析に反映させることができ、従来モデルでは不可能であった道路・建造物の影響を解析にとり入れられるようにした。また、このモデルを大阪市港区に適用し、避難行動・避難対策について若干の検討を行った。その結果、避難情報（避難勧告、避難命令など）の伝達速度は避難の成否に大きな影響を及ぼすことから迅速な情報伝達システムの確立が望ましいこと、平均避難所要時間が10分間

程度の領域での避難行動には移動速度はほとんど影響しないこと、一時的に浸水を逃れるため高層建築物などを一次避難所として利用すれば避難状況が改善される場合があり、そのときには避難距離の短縮のみならず避難経路の安全性ならびに一次避難所周辺の浸水継続時間なども重要なこと、などの知見が得られた。

以下に本研究の検討課題をまとめる。

- (1) 本研究で対象とした氾濫外力からは津波を除外した。それは、津波による氾濫はその特性が高潮氾濫や洪水氾濫とは異なると考えたからである。津波への対策としては、浸水や遡上高の予測もさることながら、迅速に避難するための体制作りによりウェイトがおかれるであろう。
- (2) 都市水害における重要な点である地下空間における浸水災害が含まれていない。今後、地下空間の高度利用が進み大規模な浸水災害が起こることは十分考えられるだけに、これは重要な課題である。とくに1999年の福岡水害以来、地下浸水の研究は多くの関心を集めており、水害実績や水理模型実験によるデータの蓄積により地下空間の浸水解析モデルの高度化は進めておく必要がある。
- (3) 本研究での視点は主に流域や浸水域全体といった広域的なものであったが、例えば下水道の一集水区程度の領域を対象とした解析によって氾濫現象をより詳細に表現することも、地域における水防災を考える上で欠かせない。
- (4) 本研究における下水道モデル、および土砂生産量の予測をさらに高精度化するため、これらのモデルの高度化とともに実績データによる検証が今後の大きな課題である。

都市域には、氾濫水の挙動を左右するさまざまな要因が存在する。本研究の第2章で展開した非構造格子モデルは、複雑な構造をもつ都市域を対象とするには非常に汎用的なモデルであるという結論を著者は得ている。そこで、第3章～第5章の解析には非構造格子モデルを中心としてこれを市街地の氾濫に適用し、対象となる都市域の特徴を表現するよう境界条件を設定することによって一つの氾濫解析モデルを作成するという手法を試みた。つまり、一つの万能な解析モデルを構築してそれを各都市域に当てはめていくのではなく、非構造格子モデルという核になるモデルがあり、適用対象の水理特性に応じた境界条件を肉付けしていくという手法である。このようにして構築されたモデルは、これからも起こり続けられるとされる都市水害の解析法の一方向性を示すものであり、都市の耐水性評価を行うのに十分な実用性を有していると考えている。本研究で提示した手法を叩き台として、都市における氾濫解析法に関する議論が深まることを望むとともに、本論文が豊葦原の瑞穂の国で都市水害に携わる研究者、実務者の方々の一助となれば幸いである。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、終始懇切丁寧なご指導を賜った京都大学防災研究所教授 井上和也先生に深甚なる謝意を表します。先生には研究の方向性をはじめとして、数値解析についての貴重な体験に基づく提言をいただき、さらには研究者としての心構えにいたるまでご指導いただきました。本研究が実に納得のいく形で進められていったのも、ひとえに先生の支えによるものであると確信しております。

また、本研究をとりまとめるうえで適切なご指摘、ご助言をいただいた京都大学大学院工学研究科教授 椎葉充晴先生、ならびに京都大学防災研究所教授 中川 一先生に深く感謝いたします。とくに中川先生には、土砂流出解析に関して全くの素人だった著者を暖かくご指導いただきました。重ねて御礼申し上げます。

京都大学防災研究所助教授 戸田圭一先生には、研究着手当初から多くのご教示をいただいたばかりか、日頃からあらゆる面で暖かいご支援をいただきました。とくに研究を進める上でどんなに細かいことにも親身に相談にのっていただき、衷心より感謝申し上げます。

本研究の実領域への適用にあたっては、建設省（現国土交通省）利根川上流工事事務所、大阪府土木部河川課、大阪下水道局建設部、兵庫県土木部河川課などの関係機関の方々にご協力いただき、ご繁忙のなか数々のデータをご提供いただきました。厚く御礼申し上げます。

著者が研究者の道を歩み始めたきっかけとして、中部大学講師 武田 誠先生の影響を受けた部分が少なくありません。研究者としての魅力を教えていただき、当時学部生だった著者を懇切丁寧にご指導くださった先生に心から感謝いたします。また本研究は、武田先生のほか、兵庫県 林 秀樹氏、東京電力 前田 修氏、建設技術研究所 坂井広正氏、大成建設 滝沢正徳氏、京都大学大学院生 山上路生氏、中井 勉氏、相良亮輔氏をはじめとする京都大学防災研究所都市耐水分野の卒業生・学生の諸兄と著者が一丸となって築いてきた成果の結集であります。絶大なるご支援をいただいた諸兄に心より感謝申し上げます。

最後に、京都大学大学院への進学を快諾し、あらゆる面で著者を支えてくれた、父 川池久萬男、母 隆子に心から感謝いたします。